

ARMIRTER BETON.

1916. Juli.

INHALT

Einige Bemerkungen über Beton- und Eisenbetonversuche und deren Ergebnisse. Von C. Bach. S. 157.
Beschädigung von Plattenfundamenten im Moorboden. Von Professor H. Kayser-Darmstadt. S. 159.
Zemente in schwefelsäurehaltigem Wasser. Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M. S. 167.
Berechnung des kontinuierlichen Balkens mit veränderlichem Trägheitsmoment auf elastisch drehbaren Pfeilern sowie Berechnung des mehrfachen Rahmens mit geradem Balken nach der Methode der Fixpunkte. Von

Dr.-Ing. Ernst Suter, Obergeringenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt (Fortsetzung aus dem Maiheft S. 121). S. 173.
Literaturschau. Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober (Dresden). S. 181.
Verschiedene Mitteilungen: Kriegsbauten - Ausstellung. S. 183. — Verweigerter Brandschadensersatz. S. 184. — Verbot des Gewerbebetriebes gegen eine Bauunternehmerin wegen Unzuverlässigkeit, weil sie ihren unzuverlässigen Bruder als Bauleiter in ihrem Geschäft angestellt hatte. S. 184.

EINIGE BEMERKUNGEN ÜBER BETON- UND EISENBETONVERSUCHE UND DEREN ERGEBNISSE.

Von C. Bach.

Veröffentlichungen aus neuerer und neuester Zeit sowie sonstige erhaltene Mitteilungen und bekannt gewordene Auffassungen lassen es angezeigt erscheinen, auf folgendes aufmerksam zu machen, wenn auch den mit der Sache Vertrauten damit nichts Neues gesagt wird.

1. Vergleich der Druckfestigkeiten des Betons in Würfel- und in Säulenform (Würfel- und Säulenfestigkeit).

In der Mehrzahl der Fälle wird die Druckfestigkeit des Materials bestimmt durch Versuche mit Körpern in Würfel- und in Säulenform; in neuerer Zeit namentlich bei Beton auch durch Versuche mit Säulen (Prismen), deren Höhe nur so groß gewählt wird, daß Ausknicken beim Versuch ausgeschlossen ist: Säulenfestigkeit oder Prismenfestigkeit.

Will man das Verhältnis dieser beiden Festigkeiten zueinander, d. h. die einfache Gesetzmäßigkeit ermitteln und angeben, so setzt das natürlich voraus, daß die Versuchskörper sich in beiden Fällen nur durch die Höhe unterscheiden, sonst aber alles Einflußnehmende gleich ist. Das ist insbesondere bei Beton scharf im Auge zu behalten.

Bekanntlich hängt die Druckfestigkeit eines Körpers ab

- a) von der Höhe desselben derart, daß sie unter sonst gleichen Umständen mit zunehmender Höhe abnimmt,
- b) von der Querschnittsform, beispielsweise derart, daß sie sich für kreisförmigen Querschnitt etwas größer ergibt als für quadratischen.

Man wird deshalb für irgend ein Material bei Angabe des Verhältnisses

$$\varphi = \frac{\text{Säulenfestigkeit}}{\text{Würfel- oder Prismenfestigkeit}}$$

wenn nichts darüber bemerkt ist, als selbstverständlich annehmen müssen, daß die Säulenfestigkeit an Säulen mit quadratischem Querschnitt ermittelt ist; denn der Würfel hat eben quadratischen Querschnitt.

φ kann auch ermittelt werden aus Versuchen mit kreisförmigen Zylindern, wenn die Druckfestigkeit eines Zylinders, dessen Höhe gleich dem Mehrfachen des Durchmessers ist, verglichen wird mit der Druckfestigkeit eines Zylinders von demselben Durchmesser und einer Höhe gleich dem Durchmesser, oder sinngemäß aus Versuchen mit sechs- oder achteckigen Prismen.

Ferner folgt aus a, daß die Angaben $\varphi \geq 1$ unrichtig sind und sich aus Umständen erklären, auf die sofort eingegangen werden soll.

Um φ für Beton zutreffend zu ermitteln, d. h. eine Gesetzmäßigkeit festzustellen, ist es unbedingt nötig, daß die Herstellung der Versuchskörper, d. h. der Säulen und der Würfel gleichzeitig oder unmittelbar aufeinander folgend aus derselben Mischung durch dieselben gut eingelernten sowie überdies sorgfältig und zuverlässig arbeitenden Leute geschieht, daß die Versuchskörper gleichgelagert und den gleichen Einflüssen bis zur Prüfung ausgesetzt sind sowie bei der Prüfung dasselbe Alter besitzen. Die Erfahrung lehrt z. B., daß Fundamentwürfel, an verschiedenen Tagen hergestellte, auch dann erhebliche Unterschiede der Festigkeit liefern können, wenn Materialien der gleichen Lieferung und in dem gleichen Mischungsverhältnis zur Verwendung gelangen. Der Zement, auch Sand und Kies, bergen unter Umständen Ungleichmäßigkeiten von Erheblichkeit in sich, die bei der Herstellung der Körper nicht beobachtet werden können. Geringe Schwankungen des Wasserzusatzes sind schwer zu erkennen, beeinflussen aber das Er-

gebnis*). Werden bei genau dem gleichen Wasserzusatz der Mischung die Würfel in eisernen Formen eingestampft, die Säulen dagegen in hölzernen Formen, so pflegt schon dieser Umstand je nach den Verhältnissen einen mehr oder minder erheblichen Unterschied in der Festigkeit deshalb zu bedingen, weil der Wassergehalt des Betons nicht mehr gleich ausfällt, wenn nicht ganz besondere Vorsichtsmaßregeln getroffen werden, dahingehend, daß die Holzform ebenso dicht gegen Wasserverlust ist, als die Eisenform, und daß eine Wasseraufnahme durch die Holzwandungen nicht stattfindet. Die Menschen, welche die Herstellung besorgen, sind nicht an jedem Tag und zu verschiedenen Tagesstunden genau gleichwertig**). Temperatur und Feuchtigkeit der Luft nehmen Einfluß usf.

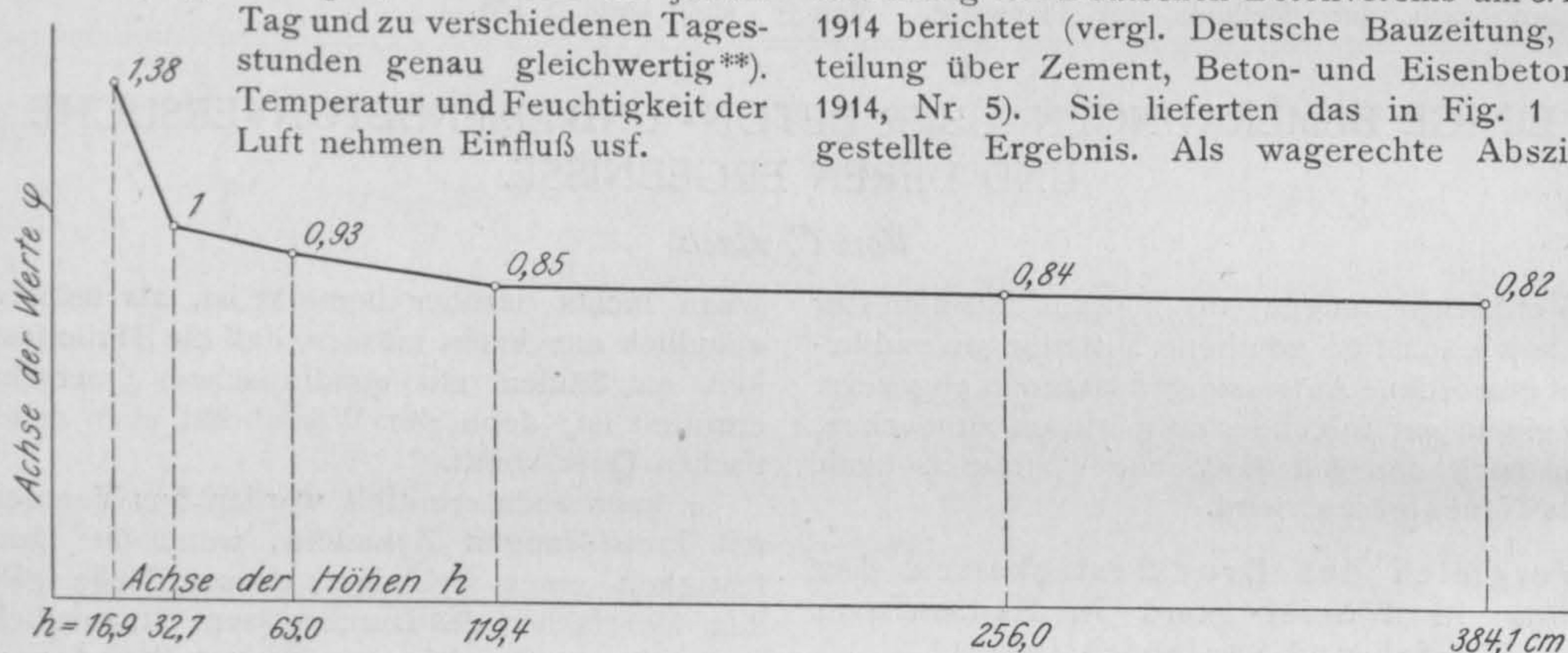


Fig. 1.

*) Wie bereits vor einem Jahrzehnt festgestellt werden konnte (vergl. C. Bach, Mitteilungen über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Betonkörpern mit verschiedenem Wasserzusatz, Stuttgart, I. Teil 1903, II. Teil 1906, III. Teil 1909), liefert bei geeigneter Zusammensetzung des Betons die geringste Wassermenge, welche eben noch ausreicht, um einen vollkommenen Stampfbeton zu erzeugen, die größte Festigkeit. Ein Mehr an Wassermenge vermindert die Festigkeit. Die Herstellung von Betonkörpern mit dem Mindestmaß an Wasserzusatz erfordert sehr geübte Arbeiter sowie große Aufmerksamkeit und birgt fortgesetzt die Gefahr in sich, daß der Beton nicht durch seine ganze Masse hindurch gut ausfällt. Durch größeren Wasserzusatz wird ermöglicht, daß auch weniger geübte Arbeiter einen guten Beton erzeugen. Die Sicherheit, daß ein durchaus guter Beton hergestellt wird, ist eine weitergehende, wenn man mit einem Überschuß von Wasser über das bezeichnete Mindestmaß hinaus arbeitet, ganz abgesehen davon, daß auf der Baustelle der wechselnde Grad der Trockenheit des Sandes, des Kieses oder des Mörtels, der Atmosphäre sowie die wechselnde Höhe der Temperatur der letzteren, der Zustand der Schalung und für sich schon mehr oder minder erheblichen Wasserüberschuß fordern können.

**) Um mir in dieser Beziehung ein zuverlässiges Urteil zu verschaffen, habe ich vor 32 Jahren den Arbeiter, welcher die Körper für die Zementprüfung herzustellen hatte und der recht sorgfältig zu arbeiten pflegte, die einzelnen Körper mit fortlaufenden Nummern versehen und genau die Zeiten ihrer Herstellung aufschreiben lassen, sodaß unter Zuhilfenahme dieses Verzeichnisses bei der 28 Tage später erfolgenden Prüfung die Zeit

Es ist mir vorgekommen, daß Würfel- und Säulenfestigkeiten ganz verschieden alter Körper in Vergleich gestellt worden sind***), ferner daß die in Vergleich gestellten Festigkeiten an Körpern ermittelt wurden, deren Herstellungstage zwischen Dezember des einen Jahres und September des folgenden Jahres auseinander lagen, in welchem Zeitraum Änderung der Festigkeit eines und desselben Zementes (1 Zement, 3 Normalsand) um rund 30 % festzustellen war usf.

Über die Ergebnisse von Versuchen, bei denen das vorstehend Bemerkte so vollkommen als möglich beachtet worden ist, habe ich in der Versammlung des Deutschen Betonvereins am 6. März 1914 berichtet (vergl. Deutsche Bauzeitung, Mitteilung über Zement, Beton- und Eisenbetonbau 1914, Nr. 5). Sie lieferten das in Fig. 1 dargestellte Ergebnis. Als wagerechte Abszissen

ermittelt werden konnte, zu welcher die einzelnen Körper hergestellt worden waren. Dabei ergab sich alsdann, daß beispielsweise die in der ersten Hälfte des Vormittags hergestellten Körper in der Regel eine größere Festigkeit hatten, als die etwa in der Zeit von 11 bis 12 Uhr angefertigten. Die Erklärung ist einfach: Der Mann ermüdet mit der Zeit, das Durcharbeiten des Mörtels, das damals mit dem Spatel geschah, und das Einschlagen in die Form, das beides damals von Hand erfolgte, lieferten weniger dichte Körper von der Zeit an, in der sich die Ermüdung geltend machte.

Wenn man gleichmäßig gute Versuchskörper erhalten will, so muß der unvermeidlichen Ermüdung der Arbeiter Rechnung getragen werden. Der Versuchsleiter tut gut, wenn er den Einflüssen, auf die hier aufmerksam zu machen ist, nachgeht und fortgesetzt im Auge behält, daß sie vorhanden sind; ebenso derjenige, welcher die Versuchsergebnisse literarisch weiter verarbeitet oder von ihnen sonst Gebrauch macht.

Wenn nun noch die Würfel und Säulen von verschiedenen, mit ungleicher Schulung, Sorgfalt und Gewissenhaftigkeit arbeitenden Menschen hergestellt werden — Mängel in diesen Richtungen sind häufiger anzutreffen als angenommen zu werden pflegt —, so können Zahlen für φ gefunden werden, deren Fehlerhaftigkeit in die Augen springt.

***)) Über den Einfluß des Alters der Betonkörper auf die Elastizität, die bleibende Formänderung und die Festigkeit vergl. die in der Fußbemerkung 1 angegebenen Mitteilungen, III. Teil; sie erstrecken sich bis auf das Alter von rund 6 Jahren.

sind die Höhen der quadratischen Versuchskörper aufgetragen: sie schwanken zwischen 16,9 cm und 384,1 cm bei 32 cm Seite des Quadrates, entsprechend der Hälfte bis zum 12fachen der Seite. Die senkrechten Ordinaten sind die zugehörigen Werte von φ . Wie ersichtlich, nähert sich die Säulenfestigkeit mit wachsender Höhe, die natürlich — wie oben bemerkt — nicht so groß sein darf, daß Ausknicken folgt, einer gewissen Grenze, die ein wenig über $0,8 = \frac{4}{5}$ der Würfelfestigkeit liegt.

Für andere Materialien ergeben sich ähnliche Abnahmen der Werte von φ mit wachsender Höhe; für Gußeisen findet sich der entsprechende Linienzug in Fig. 1, § 13 der 6. Auflage der „Elastizität und Festigkeit“ angegeben. Er zeigt für die dem Versuch unterworfenen kreiszylindrischen Körper, deren Höhe nur bis zum 4-fachen des Durchmessers geht, $\varphi = 0,89$.

An einem Beispiel will ich noch kurz erörtern, wie sich Abweichungen einstellen können.

In Heft 29 der Mitteilungen über Forschungsarbeiten (1905) habe ich berichtet über im Jahre

1904 angestellte Versuche, die bei ganz gleicher Herstellung der Körper ergaben

Druckfestigkeit der Säulen mit quadratischem Querschnitt von 25 cm Seite

$$(146 + 138 + 139) : 3 = 141 \text{ kg/qcm,}$$

Druckfestigkeit der mit den Säulen hergestellten Würfel von 30 cm Seite

$$(161 + 158 + 154) : 3 = 158 \text{ kg/qcm.}$$

Hieraus würde sich berechnen

$$\varphi = \frac{141}{158} = 0,89.$$

Dieser Wert muß notwendigerweise zu groß sein, weil der Querschnitt der Säule (25 cm Seite) kleiner ist, als der Querschnitt der Würfel (30 cm Seite), und die Festigkeit des Betons von der Querschnittsgröße abhängt, derart, daß Würfel und Säulen von kleinerem Querschnitt größere Festigkeiten ergeben und umgekehrt (vergl. meine ersten dahingehenden Mitteilungen in der Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure 1898 S. 238 u. f.).

BESCHÄDIGUNG VON PLATTENFUNDAMENTEN IM MOORBODEN.

Von Professor H. Kayser-Darmstadt.

Es ist bekannt, daß Moorboden und mooriges Grundwasser den Beton zerstören können. In der Literatur sind vielfach die Ursachen dieser Zerstörungen besprochen worden, besonders im Anschluß an die Schäden, welche an dem Osnabrücker Entwässerungskanal und an den Betonbehältern der Wasserwerke in Frankfurt a/M. entstanden sind *).

Weniger zahlreich finden sich Veröffentlichungen über die schädlichen Wirkungen, welche der Moorboden an Betonbauwerken hervorgerufen hat. Als lehrreiches Beispiel sollen daher in Folgendem die Schäden besprochen werden, welche bei Gründung mehrerer Wohnhäuser entstanden sind und derart waren, daß die nahezu fertiggestellten

Bauten wieder abgebrochen und die Fundierung erneuert werden mußte. Hierdurch sind sowohl für den Besitzer der Häuser als insbesondere auch für den Unternehmer, welcher die Herstellung der Eisenbetongründung bewirkt hatte, beträchtliche Verluste entstanden.

1. Die Ausführung der Fundamentplatten und die an denselben entstandenen Beschädigungen.

Die Gründung der in der Nähe des Flußufers der Stadt S. zu errichtenden Wohnhäuser sollte mit Rücksicht auf den wenig zuverlässigen Baugrund mittels einer Eisenbetonplatte erfolgen. Da in der Nähe der Baustelle bereits mehrere Häuser

*) Literaturangaben über Zerstörungen des Betons durch Moorboden und saurehaltiges Grundwasser:

1. Dr. Framm, Bericht über Zerstörungserscheinungen an einem Betonkanal in Osnabrück. Protokoll des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten. Jahrg. 1905. S. 224—232.
2. desgl. Dr. Bömer, Zeitschr. für Nahrungs- und Genußmittel. Jahrg. 1905. S. 130.
3. desgl. Dr. Thörner, Chemiker-Ztg. 1905. S. 1243.
4. desgl. Lehmann, Dtsch. Bauzeitung. 1908. S. 467.
5. Brettschneider, Bildung von Schwefelsäure in der Natur. Gesundheits-Ing. 1909. S. 297.
6. Dr. Stephan, Einwirkung von Moor und Grundwasser auf Beton. Ztschr. Armierter Beton. 1909. Heft 3.
7. Dr. Gößlich, Bericht über die Tätigkeit des Moorausschusses des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten. Protokoll 1910. S. 156—161.

8. Prof. Tacke, Über das Verhalten von Beton im Moorboden. Mitt. zur Förderung der Moorkultur im Deutschen Reiche. Jahrg. 1910. Heft 10.
9. Dr. Tillmanns, Über den schädlichen Einfluß von Moorbodengrundwasser auf Beton. Ges. Ingenieur. 1911. S. 161.
10. Dr. Dyckerhoff und Dr. Goslich, Bericht über die Tätigkeit des Ausschusses für Betonversuche im Moor. Protokoll des Vereins deutscher Portlandzementfabrikanten. 1912. S. 194 u. 199.
11. Scheelhaase, Beitrag zur Frage der Betonzerstörung durch sulfathaltiges Grundwasser. Zeitschrift des Verbandes dtsch. Architekten- und Ing.-Vereine. 1913. Seite 127.
12. Dr. Thörner, Beitrag zur Aufklärung der Natur des für Pflanzenwuchs und Untergrundbauten schädlichen Schwefels der Moorböden. Ztschr. f. angewandte Chemie. 1916. S. 233.

mit Eisenbetonplatten gegründet waren, so entschloß sich der Unternehmer ohne weitere Untersuchung des Baugrundes auch für die in Betracht kommende Stelle eine Plattengründung auszuführen.

Die Ausführung war nach Maßgabe der Fig. 1 als eisenarmierte Plattenbalkenkonstruktion mit untenliegender Platte vorgesehen. Der Unternehmer ging bei der Konstruktion von der Voraussetzung aus, daß sich die Bodenpressungen gleichmäßig über die Platte verteilen würden und daß man diese also berechnen und konstruieren könne wie Platten, welche durch die Bodenpressungen belastet sind und auf den Umfassungs-

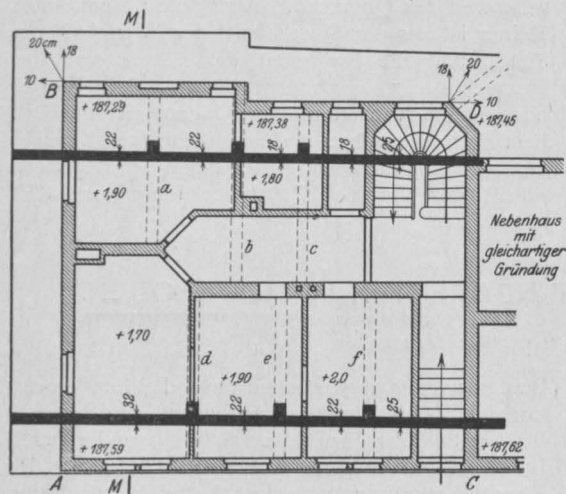


Fig. 1. Fehlerhafte Plattengründung eines Wohnhauses.

und Zwischenwänden des Gebäudes aufrufen. Diese irrtümliche Voraussetzung, welche vielfach bei der Berechnung von Fundamentplatten gemacht wird, hat im vorliegenden Falle zu einer durchaus verfehlten Ausführung der Plattengründung geführt. Es sind nämlich, wie aus der Fig. 1 hervorgeht, die Umfassungs- und Haupttrennwände als Auflager aufgefaßt und demnach nicht durch Rippen unterstützt worden. Querrippen zur Versteifung der Platte finden sich nur an den Stellen a bis f. Diese Querrippen sind aber nicht einmal in der Mitte des Gebäudes durch Längsrippen verbunden.

Da das aufgehende Mauerwerk in Kalkmörtel hergestellt wurde, so ist ersichtlich, daß die gewählte Konstruktion keinerlei Sicherheit gegen ungleichmäßige Senkungen, wie sie bei schlechtem Untergrund und ungleichmäßiger Belastung zu erwarten waren, bot.

Da die in manchen Lehrbüchern des Eisenbetons stehende Bemerkung, daß man solche Plattenfundamente als „umgekehrte Rippendecke“ auffassen und so berechnen könne, als seien sie

durch die gleichmäßige Erdreaktion belastet und auf den Mauerwänden gestützt, zu einer fehlerhaften Konstruktion dort führen kann, wo man es mit ungleichmäßigen Senkungen zu tun hat, so mögen die Gesichtspunkte, welche bei der Berechnung und Konstruktion solcher Plattenfundamente zu berücksichtigen sind, etwas näher an Hand der Fig. 2–7 besprochen werden.

Fig. 2 zeigt die Gründung einer Mauer durch eine Eisenbetonplatte unter der Voraussetzung, daß die Last der Mauer gleichmäßig verteilt ist und in der Längsrichtung des Fundamentes gleichmäßige Senkungen zu erwarten sind. In diesem Falle kann die Platte als Auslegerträger berechnet werden, welcher durch das Mauergewicht in der Mitte belastet und durch die Fundamentpressungen, welche mehr oder weniger gleichmäßig über die Plattenbreite verteilt sind, gestützt ist. Die ungünstigste Beanspruchung der Platte ergibt sich in diesem Falle, wenn man eine gleichmäßige Bodenpressung, wie es auch meistens geschieht, zugrunde legt.

Wenn dagegen bei der Gründung einer Wand in der Längsrichtung ungleiche Belastungen oder ungleichmäßige Senkungen zu erwarten sind, so erfolgt die Beanspruchung der

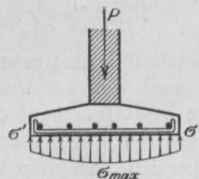


Fig. 2.

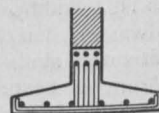


Fig. 3.

Platte nicht allein in der Querrichtung, sondern auch in der Längsrichtung durch biegende Kräfte, und es empfiehlt sich sonach, die Platte in der Längsrichtung durch einen lastverteilenden Balken unter der Wand zu verstärken (vgl. Fig. 3).

Die Berechnung der Längsarmierung des Balkens wird von der Verteilung der Belastung und der Bodenbeschaffenheit abhängen. Man wird hierbei vielfach auf ziemlich willkürliche Annahmen angewiesen sein und dementsprechend mit größeren Sicherheitsgraden als sonst üblich zu rechnen haben.

Ähnlich liegen die Verhältnisse, wenn beispielsweise der durch 4 Wände umschlossene Raum (Fig. 4) durch eine Rippenplatte zu gründen wäre. Da eine gleichmäßige Senkung der Platte und eine gleichmäßige Verteilung der Bodenpressungen über dieselbe nicht zu erwarten ist, so wird man darauf Rücksicht nehmen müssen, daß einzelne Teile des Gebäudes, insbesondere die Gebäudeecken, sich stärker senken als andere (vgl. Fig. 5). Hätte man zur Unterstützung der Platte nur eine Mittelrippe a zwischen den Um-

fassungswänden vorgesehen, so würde einer Verbiegung des linken Teiles um die Schnittlinie $m-m$ nur der verhältnismäßig kleine Widerstand der Platte entgegenstehen (vgl. Fig. 6). Würde man dagegen auch unter die Umfassungswände des Raumes eisenarmierte Rippen legen, so wäre, wie aus der Fig. 7 ersichtlich, das Widerstandsmoment der Querschnittsfläche $m-m$ wesentlich größer und die Senkung der Fundamentfläche entsprechend gleichmäßiger.

Aus diesen Gründen wird man bei der Konstruktion von Plattenfundamenten die Forderung aufstellen müssen, daß das Fundament möglichst biegezugsfest auch gegenüber ungleicher Lastverteilung konstruiert werden muß, und daß bei Verwendung von Plattenbalken unter sämtlichen tragenden Wänden armierte Rippen anzuwenden sind. Da diese insbesondere den Zweck haben, die Durchbiegungen zu vermindern, so wird es vorteilhafter sein, hohe Rippen zu verwenden als stark armierte. Zur Vermeidung ungleicher Belastungen und Setzungen kann man außerdem Verankerungen der Gebäudewände z. B. durch Einlegen besonderer eisenarmerter Balken in die Tragwände der oberen Geschosse vorsehen. Derartige Verankerungen zur Lastverteilung finden sich vielfach in Bergwerksgebieten, wo man mit beträchtlichen Senkungen zu rechnen gewohnt ist. Sie sollten auch bei der Ausführung von Plattenfundamenten unter Gebäuden bei schlechtem Baugrund immer zur Ausführung gelangen.

Beachtenswerte Vorschläge für die Berechnung von Plattenfundamenten macht H. Hövermann in Beton und Eisen 1913 S. 275; sie finden sich in ähnlicher Form auch im Taschenbuch Hütte 22. Aufl. S. 201. Hiernach werden die Belastungen der Wände als Kräfte aufgefaßt welche sich mit den gleichmäßig verteilten Bodenpressungen im Gleichgewicht befinden. Die für dieses Kräftesystem entstehenden Biegemomente können graphisch oder rechnerisch gefunden werden. Fällt die Kraftlinie nicht mit dem Schwerpunkt der Platte zusammen, so empfiehlt es sich, die Bodenpressungen derart trapezförmig über die Grundfläche zu verteilen, daß Kraftlinie und Reaktionslinie zusammenfallen. Wichtiger als die Berechnung einzelner willkürlich herausgeschnittener Teile der Platte ist hierbei die Berechnung der Momente für Querschnitte des ganzen Fundamentes. Das Verfahren liefert angenähert richtige Werte nur bei sehr starrer Fundamentplatte und ziemlich nachgiebigem Boden. Wenn die Formänderungen der Platte im Vergleich mit den Einsenkungen im Boden dagegen groß sind, ergeben sich hierbei große Fehler.

Man muß in diesen Fällen die elastischen Formänderungen der Platte berücksichtigen, was beispielsweise in der Art geschehen kann, daß

man die Pressung des Bodens proportional der Einsenkungstiefe setzt, also:

$$\sigma = k \cdot y$$

(vgl. Winkler, Elastizität und Festigkeit, 1867 S. 182; Zimmermann, Eisenbahn-Oberbau, 1888 S. 1; Fröhlich, Berechnung von Fundamenten, Beton und Eisen 1913 S. 318; Hayashi, Über Balken auf elastischer Unterlage, Eisenbau 1914 S. 241; Föppel, Technische Mechanik, III. Band.)

Für die in den Quellen mitgeteilte ziemlich zeitraubende Rechnung läßt sich das folgende Näherungsverfahren vorteilhaft verwenden. In erster Annäherung wählt man geradlinige Begrenzung der Spannungsfläche und bestimmt hiermit die Formänderung der Platte. Faßt man nun die Formänderungsfläche in entsprechendem Kräfte-

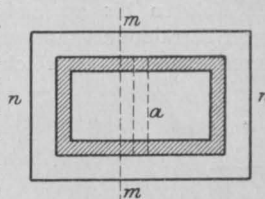


Fig. 4.

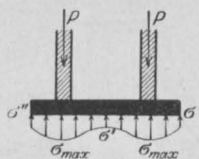


Fig. 5.

Schnitt m-m ohne Rippen.



Fig. 6.

Schnitt m-m mit Rippen.

maßstab als Fläche der Bodenpressungen auf, so läßt sich eine neue Momentenverteilung und eine neue Formänderungsfläche der Platte bestimmen. Diese wird von der zuerst gefundenen oft noch erheblich abweichen. Will man eine größere Genauigkeit erzielen, so läßt sich das Verfahren öfter wiederholen, bis eine genügende Übereinstimmung zwischen der Belastungsfläche und Formänderungsfläche erzielt ist.

Abgesehen von dem erwähnten grundlegenden Fehler in der Konstruktion wurde bei der ausgeführten Plattengründung (Fig. 1) aber auch noch ein weiterer Fehler in der Wahl der Gründungstiefe begangen. Da man sich über die Bodenbeschaffenheit vor der Ausführung des Fundamentes durch Bohrungen nicht volle Klarheit verschafft hatte, so hoffte man, bei tieferer Ausschachtung bessere Bodenschichten zu erreichen. Man schachtelte daher die Baugrube nicht allein bis zum Grundwasserspiegel aus, sondern, als sich hier noch kein guter Boden vorfand, ging man noch, unter Wasserhaltung, etwa 70–80 cm unter

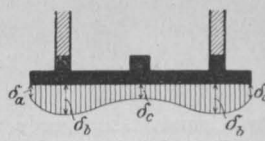


Fig. 7. Schnitt n-n.

den Grundwasserspiegel hinab. Als jedoch die Wasserhaltung eine weitere Tieferlegung der Sohle unrätlich erscheinen ließ, entschloß man sich, die Plattengründung auf dem freigelegten schlechten Baugrund vorzunehmen.

Erst nach Fertigstellung der verunglückten Bauten wurden durch Bodenuntersuchungen die Untergrundverhältnisse festgestellt, wie sie in den Bohrprofilen A—E Fig. 8 dargestellt sind. Aus denselben geht hervor, daß unter einer Aufschüttung von etwa 2 m Höhe Sumpfboden und Torfboden, durchsetzt mit einzelnen Lehmschichten, folgten bis zu einer Tiefe von etwa 7 m unter Terrainoberkante, wo fester Sandsteinfelsen, durch dünnere Kiesschichten überlagert, anstand.

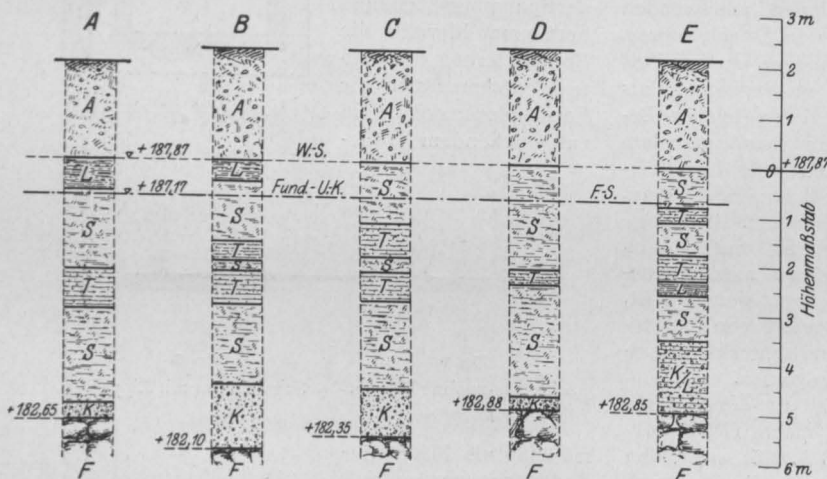


Fig. 8. Bohrprofile des Untergrundes.

Das Grundwasser wurde ungefähr 2 m unterhalb der Geländehöhe vorgefunden.

Abgesehen davon, daß bei der gewählten Gründungstiefe die Ausführung auf schlechtem Baugrund und im Grundwasser sehr viel Schwierigkeiten verursachte, beging man noch den weiteren Fehler, während der Nachtzeit die Wasserhaltung einzustellen und erst am nächsten Morgen weiter zu betonieren. Hierdurch wurde wiederholt das frisch hergestellte Fundament von dem moorigen Grundwasser überspült und natürlich an vielen Stellen der Zement ausgewaschen.

Schon beim Aufbau der Häuser bis zum 1. Stockwerk stellten sich Senkungen und Risse ein, welchen man durch Verankerungen in den oberen Geschossen zu begegnen versuchte, allerdings ohne Erfolg. Nachdem die Häuser bis auf die Dachdeckung im Rohbau fertiggestellt waren, nahmen die Senkungen einen so beträchtlichen Umfang und bedrohlichen Charakter an, daß der Weiterbau der Häuser polizeilich untersagt werden mußte.

Die Senkung des Punktes B gegenüber dem Punkte A betrug 30 cm, diejenige des Punktes D gegenüber dem Punkte C 17 cm (vgl. Fig. 1). Durch die hierdurch bedingte schiefe Lage der Fundamentflächen wurden auch starke Neigungen und Risse der Aufbauten bedingt.

Einige Zerstörungen an dem Kellermauerwerk sind in den Fig. 9—11 zu erkennen. Die Häuser mußten vollständig abgebrochen und auf neuem Fundament wieder aufgebaut werden.

3. Die Ursachen der Schäden.

Schon bei der Besprechung der Ausführung der Gründung ist auf die Fehler hingewiesen worden, welche in der Konstruktion und Ausführung selber

lagen. Die fehlenden Rippen unter den Wänden ermöglichten es, daß eine beträchtliche und ungleichmäßige Senkung einzelner Gebäudeteile eintreten konnte. Infolge hiervon waren auch nicht mehr annähernd die Rechnungsgrundlagen einer gleichmäßigen Verteilung der Bodenpressungen erfüllt. Ein Ersatz der fehlenden Rippen konnte durch die Gebäudemauern nicht geschaffen werden, da diese in Kalkmörtel hergestellt und ungenügend verankert waren. Außer diesen Mängeln der Konstruktion machten sich auch bald die schädlichen

Einflüsse des Moorbodens und des moorigen Grundwassers bemerkbar. Eine Untersuchung der Fundamente, etwa ein Jahr nach deren Herstellung, zeigte, daß der Beton an vielen Stellen vollständig aufgeweicht und mit einer weißen, schleimigen Masse, offenbar Gips, bedeckt und durchsetzt war. Andere Stellen des Betons wiesen keine Beschädigungen auf und waren von guter Beschaffenheit. Beim Durchschlagen einzelner Platten mit dem Meißel im Innern des Gebäudes zeigte es sich, daß die oberen Schichten des Betons noch hart waren, während die unteren Schichten, welche mit dem Moorboden und dem Grundwasser in Berührung standen, bereits auf 10 bis 15 cm Tiefe aufgeweicht waren. Besonders bemerkbar scheinen die Schäden dort aufgetreten zu sein, wo fließende Wasseradern mit dem Beton in Berührung kamen.

Eine chemische Untersuchung des Grundwassers hatte folgendes Ergebnis;

Chemische Untersuchung des Grundwassers*).

Bezeichnung	In 1000 ccm sind enthalten bei	
	Probe A mg	Probe B mg
Rückstand bei 105° getrocknet .	4240,0	2015,0
Kieselsäure . . .	100,4	278,5
Schwefelsäure an Basengebunden	1684,8	586,5
Salpetrige Säure .	—	{ deutlich nachweisbar
Salpetersäure . .	—	
Ammoniak	{ deutlich nachweisbar }	„
Kaliumpermanganat - Verbrauch für organ. Stoffe	227,5	120,0
Reaktion	neutral	stark alkalisch

*) Die Untersuchungen wurden in der Gr. chemischen Prüfungsstation für die Gewerbe in Darmstadt ausgeführt.

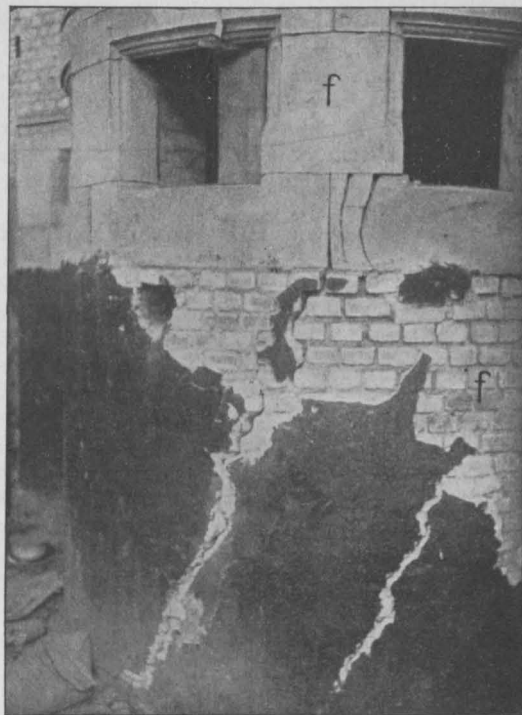


Fig. 10. Risse in der Frontwand.

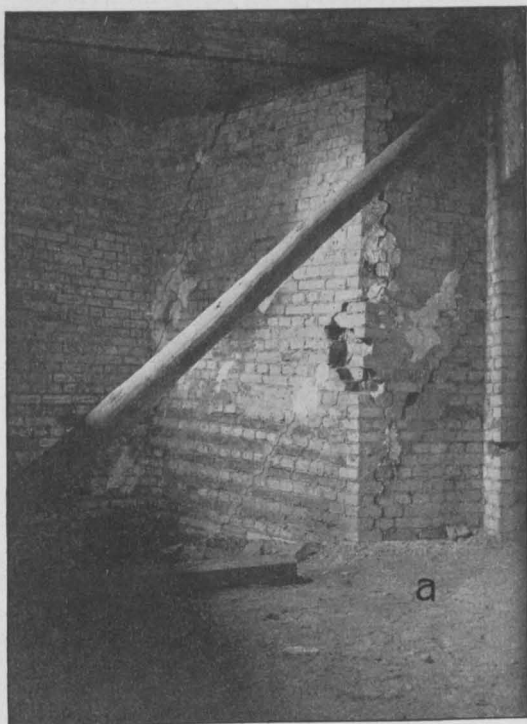


Fig. 9. Risse in einer Kellermauer.



Fig. 11. Risse in den Fundamentmauern.

Die chemische Untersuchung des Moorbodens ergab sehr viel organische, humusartige Substanzen (Huminsäuren). Durch Ausziehen des Bodens mit warmer 1%₀-Natronlauge wurde durch Titrieren des alkalischen Auszuges festgestellt, daß die organischen Substanzen aus 100 g Boden zur Oxydation 3284 mg Kaliumpermanganat verbrauchten.

Der hohe Gehalt an Schwefelsäure und organischen Stoffen im Grundwasser und im Boden läßt darauf schließen, daß diese Stoffe lösend und zersetzend auf den Beton eingewirkt haben. Die starke alkalische Reaktion der Grundwasserprobe B ist wahrscheinlich durch die darin gelösten Bestandteile des Zementes hervorgerufen

worden, ebenso wie der ungewöhnlich hohe Gehalt an Silikaten und Sulfaten.

Außer der chemischen Untersuchung des Moorbodens und Grundwassers wurden noch Festigkeitsuntersuchungen des Betons in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule in Darmstadt angestellt. Es wurden eine Anzahl Probewürfel aus den beim Bau verwendeten Materialien und im gleichen Mischungsverhältnis gefertigt und teils mit Grundwasser, teils mit Leitungswasser angemacht und eingestampft. Einige dieser Proben erhärteten im Moorboden an Ort und Stelle, andere im Sandboden. Als Mischungsverhältnis war das für die Bauausführung vorgesehene von 1:6 gewählt worden. Die Er-

Tabelle II: Prüfungsergebnisse der Festigkeit von Probewürfeln.

Die Belastung erfolgte in der Stampfrichtung.

Die Druckflächen wurden durch Zementmörtel 1:1 eben und parallel zueinander abgeglichen.

Die Probewürfel 11, 12 und 13 aus dem Flachstück wurden durch Sägen aus dem eingesandten Probestück herausgearbeitet.

Probe Nr.	Abmessungen	Herstellung und Lagerung	Ge- drückte Fläche qcm	Höhe des Probe- körpers in der Druck- richtung cm	Riß- bildung bei kg/qcm	Zer- störung bei kg/qcm
1	Würfel 30/30	Mit Grundwasser angemacht und im Grundwasser erhärtet	906	29,4	41,4	66,0
2	"	do.	897	30,0	46,6	68,5
3	"	Mit Leitungswasser angemacht und im Grundwasser erhärtet	888	30,4	43,7	67,3
4	"	do.	906	33,4	34,8	40,8
5	"	Mit Grundwasser angemacht und im aufgeschütteten Boden oberhalb des Grundwassers erhärtet	927	31,7	87,4	93,9
6	"	do.	864	27,6	76,4	88,9
7	"	Mit Leitungswasser angemacht und im aufgeschütteten Boden oberhalb des Grundwassers erhärtet	885	27,4	44,3	55,4
8	"	do.	915	30,0	53,0	54,4
9	"	Mit Grundwasser angemacht und im Sandboden erhärtet	879	26,6	101,3	114,0
10	"	Mit Leitungswasser angemacht und im Sandboden erhärtet	906	31,0	62,3	70,0
11	Probewürfel 12/12 aus Flachstück	Mit Grundwasser angemacht und im Grundwasser erhärtet	142	11,15	76,1	77,5
12	"	do.	138	11,40	81,9	82,6
13	"	do.	140	11,35	81,4	82,1

ZEMENTE IN SCHWEFELSÄUREHALTIGEM WASSER.

Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt a. M.

Die Frage nach der Widerstandsfähigkeit der Zemente gegen angreifende Substanzen, Salzlösungen, Laugen, säurehaltige Wässer usw. ist heute sehr aktuell und insbesondere durch die Hochofenzementindustrie aufgerollt worden, deren Erzeugnissen eine überlegen hohe Widerstandsfähigkeit in der gen. Richtung zugeschrieben wird, die auch durch vorhandene, ziemlich eingehende Untersuchungen erfolgreich gestützt erscheint.

In meinen Laboratorien laufen ebenfalls Versuchsreihen, welche dieser Sache dienen sollen, und ich will hier Mitteilung machen von den Ergebnissen einer derselben, die sich auf das Verhalten verschiedener Zemente in schwefelsäurehaltigem Wasser bezieht.

Um möglichst schnell zu unter sich vergleichbaren Ergebnissen — ich betone, daß es sich nur um solche handelt — zu gelangen, wurden die Versuche sozusagen als „Gewaltversuche“ angesetzt, d. h. es wurde ein Konzentrationsgrad des Schwefelsäurewassers gewählt, der den Gehalt an freier Schwefelsäure in natürlich oder in der Baupraxis sonst vorkommenden Wassern ganz erheblich übersteigt.

Es wurden folgende aus dem Handel bezogene Zemente in die Versuchsreihe einbezogen:

- Nr. I: Portlandzement,
- „ II: Portlandzement,
- „ III: Hochofenzement,
- „ IV: Mischzement:
 $2_3 \text{ G.T.II} + \frac{1}{3} \text{ G.T.VIII}$,
- „ V: Hochofenzement,
- „ VI: Hochofenzement,
- „ VII: Hochofenzement,
- „ VIII: Hochofenzement,
- „ IX: Eisenportlandzement.

Die Normenprobe wurde

von allen Zementen bestanden; durch besonders hohe Festigkeit zeichnete sich Portlandzement II aus.

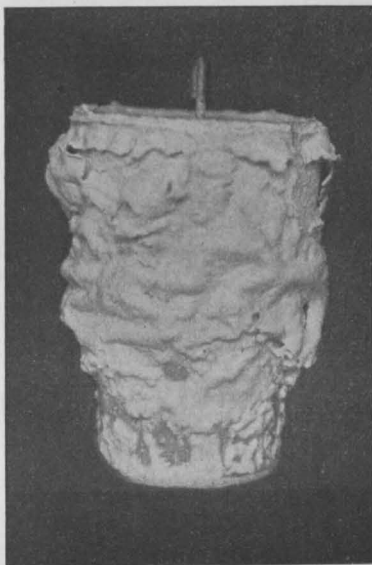


Fig. 1.

Portlandzementkörper II nach etwa 2 Wochen.



Fig. 2.

Mörtel aus Portlandzement II nach 4 Monaten.

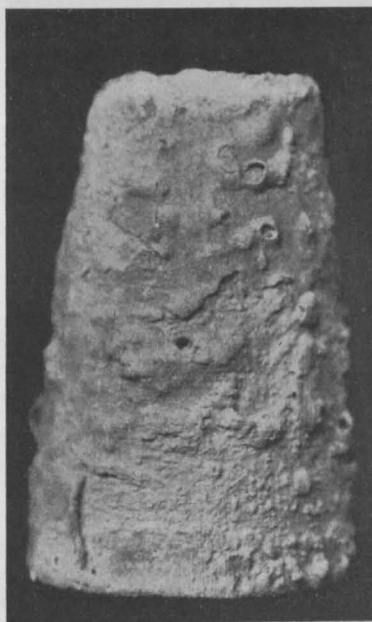


Fig. 3.

Portlandzement I nach 4 Monaten.



Fig. 4.

Mörtel aus Portlandzement I nach 4 Monaten.

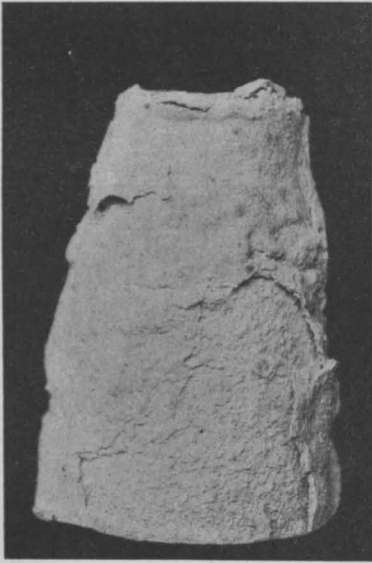


Fig. 5.

Mischzement IV nach 4 Monaten.

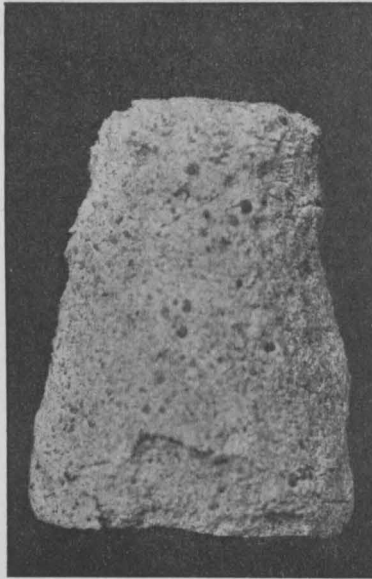


Fig. 6.

Mörtel aus Mischzement IV nach 4 Monaten.



Fig. 7.

Hochofenzement III nach 4 Monaten.

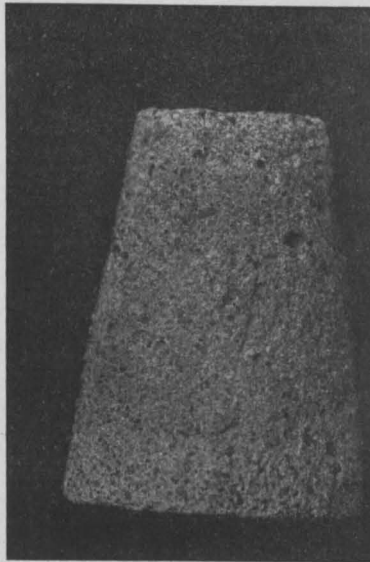


Fig. 8.

Mörtel aus Hochofenzement III nach 4 Monaten.

Der Mischzement IV wurde eingereiht, obwohl praktisch solche Mischzemente keine weitere Bedeutung, ja eigentlich keinen Sinn haben, da die Eigenschaften eines Mischzementes nicht schlechterhin aus seinen Komponenten abgeschätzt werden können.

ca. 2 Wochen schon) auftretende starke Gipsausscheidungen aus, während die übrigen Körper noch keine oder nur ganz geringe Veränderungen zeigten. Dieses Anfangsstadium des Zementkörpers II zeigt Fig. 1; späterhin verstärkten sich die Gipsausscheidungen noch ganz wesentlich, sie

Die Probekörper wurden in Größe von je 100 cm

a) aus reinem Zement in Normensteife,

b) aus plastischem Mörtel 1:2,5 (Mauersand bis 3 mm Korn)

in Sektgläsern als Formen hergestellt; sie erhärteten 48 Stunden unter feuchtem Tuch,

6 Tage in Leitungswasser, 14 Tage in Zimmerluft und nach Entfernung der Formen abermals

14 Tage in Leitungswasser und kamen dann in das schwefelsaure Bad.

Die Lagerung: Wasser, Luft, Wasser wurde gewählt, weil die Trocken- und Sattnaß-Gewichte sowie die genauen Volumina ermittelt wurden. Das saure Bad enthielt 1% H_2SO_4 ; nach 14 Tagen wurde es auf 1,2% und nach weiteren 14 Tagen unter Erneuerung auf 1,5% H_2SO_4 gebracht. Dieser Konzentration blieben die Körper während weiterer 3 Monate ausgesetzt, während welcher Zeit sie in den hier zu beschreibenden Zustand gelangten. Diejenigen Körper, welche bislang nicht oder nur wenig angegriffen wurden, sind abermals nach zwischenliegender sechswöchiger Lagerung an der Luft in 1,5proz. schwefelsaures Bad gebracht worden, zwecks Beobachtung der zu ihrer Zerstörung erforderlichen Zeit.

Die während und bis zu viermonatiger Lagerung im Aggressivwasser gemachten äußeren Beobachtungen sind folgende:

Vor allen übrigen zeichnete sich der Zementkörper II durch sehr bald (nach

zeigten hauptsächlich blasige Form.

Der zugehörige Mörtelkörper, Fig. 2, zeigte bald ebenfalls kräftige Gipsausscheidungen und Treiberscheinungen, ohne jedoch weitklaffende Risse und Spalten zu erhalten, der Körper erscheint vielmehr schwammig aufgetrieben.

Charakteristisch anders verhielt sich Portlandzement I; die Gipsausscheidungen traten später in Erscheinung und zeigten weniger stark die blasigen Formen wie bei II, was in Fig. 3 (nach 4 Monaten) noch zu bemerken ist; der Mörtelkörper zu I ist, wie Fig. 4 zeigt, vollkommen klüftig zertrieben; die ersten kräftigeren Treiberscheinungen zeigten sich nach etwa 7 Wochen. Es sei hier bemerkt, daß, um den Einfluß von Traßzusatz zu beobachten, noch ein Mörtelkörper aus Portlandzement II mit 33 % Traßzusatz (1:0,3:2,5) hergestellt und in 1,5 proz. H_2SO_4 -Lösung gelagert wurde; die Treiberscheinungen waren hier nach 4 Monaten merklich geringer, als bei Mörtelkörper II; als aufhaltbar erwiesen sich die Zerstörungen in der starken Schwefelsäurelösung durch den Traßzusatz natürlich nicht. Ebenso wenig hatte die Zumischung von Hochofenzement (VIII) zu dem Portlandzement II einen nennenswerten bessernden Erfolg, wenn auch, wie aus den Fig. 5 und 6 zu sehen ist, der Mörtel etwas weniger zertrieben ist und am reinen Zement die Gipsbildung schwächer und nicht mehr so stark blasig wie bei II auftritt.

Die Hochofenzemente III, VI, VII, VIII haben der Einwirkung der Schwefelsäure in hohem Maße widerstanden, was aus den Fig. 7, 8 und 9 zu erkennen ist.

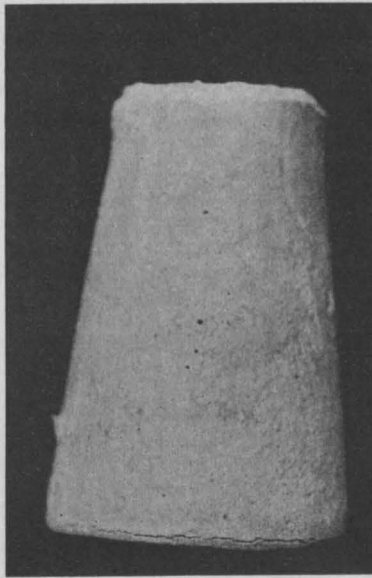


Fig. 10.

Hochofenzement V nach 4 Monaten.

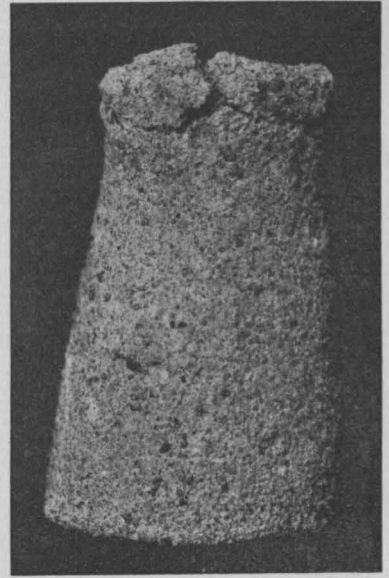


Fig. 11.

Mörtel aus Hochofenzement V nach 4 Monaten.



Fig. 12.

Eisenportlandzement IX nach 4 Monaten.



Fig. 13.

Mörtel aus Eisenportlandzement IX nach 4 Monaten.

Die reinen Zementkörper sind äußerlich glatt und hart und von weißer Farbe, die auf Gipsbildung in der äußeren Schicht zurückzuführen ist (über die Außenschichten siehe unten); die zugehörigen Mörtelkörper sind in Form und Struktur vollkommen erhalten, es zeigte sich

äußerlich lediglich ein ganz schwacher Abfall feinen Sandes, der auf Erweichung einer sehr dünnen äusseren Schicht deutet. Der Zementkörper VI allein — Fig. 9 — zeigt zwei kleine Aufblähungen, die sich als Abhebung der äusseren, umgewandelten Schicht von dem völlig harten und unversehrten Kern erwiesen; am Mörtelkörper ist nichts von Treiberscheinungen zu bemerken; solche zeigt nur der Mörtelkörper aus Zement V (Fig. 11) in seinem obersten Teil; der hierzugehörige Zementkörper (Fig. 10) erscheint äußerlich ebenso unversehrt wie die aus den Zementen III, VII, VIII.

fläche im Bade in oder senkrecht zur Stampfrichtung lag; bei den weich geformten oben beschriebenen Mörtelkörpern kommt dieser Umstand auch nicht in Frage. Meines Erinnerns wurden früher bei Versuchen mit Betonwürfeln, die in großen Bottichen in Seewasser gelagert wurden, entsprechende, nicht erklärte Beobachtungen gemacht.

In den Fig. 14 bis 21 sind die Zementkörper (außer II, bei dem die Außenschicht mit der Stahlbürste entfernt wurde) in Ansicht und Bruchquerschnitt dargestellt. Aus diesen Bildern ergibt sich einigermassen Bemerkenwerte.

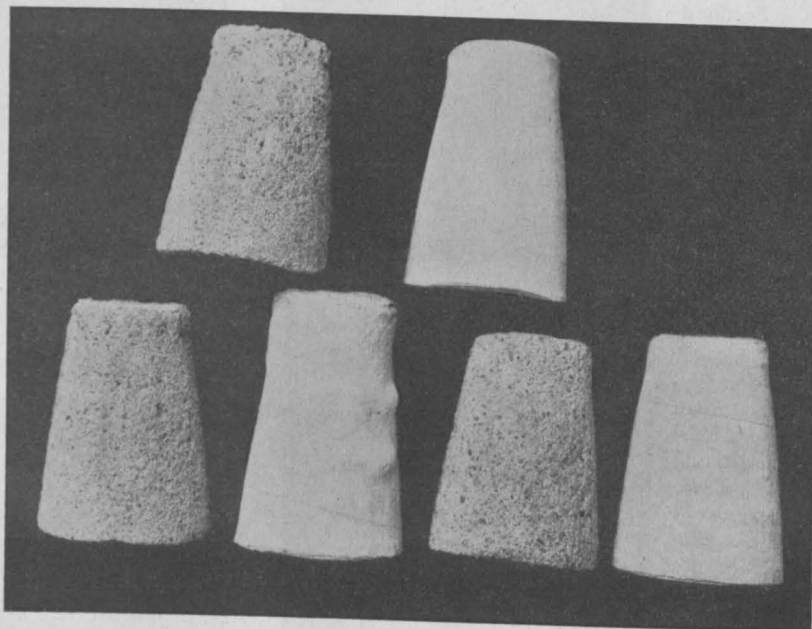


Fig. 9.

Hochofenzement VI, VII, VIII und zugehörige Mörtelkörper nach 4 Monaten.

Am oberen Teile zertrieben ist auch der Mörtelkörper aus dem Eisenportlandzement IX (Fig. 13), dessen zugehöriger Zementkörper (Fig. 12) äußerlich — im Gegensatz zu Zementkörper V — stärkere, blasige Gipsbildung aufweist. Es werde hier erwähnt, daß bei allen Mörtelkörpern, welche getrieben haben, die Zerstörungen im obersten Teil einsetzen, wie die Fig. 11 und 13 deutlich zeigen. Dies war mir um so auffälliger, als ich ganz entsprechende Beobachtungen an 7-cm-Würfeln, die in 0,1 proz. Schwefelsäurewasser lagern, machen konnte. Diese Würfel zeigen im unteren Teil, etwa bis zu $\frac{1}{2}$ oder $\frac{2}{3}$ der Höhe, eine vollkommen glatte, unversehrte, feste Außenfläche, während sie im oberen Teile rauh werden und feinen Sand fahren lassen. Eine Erklärung hierfür habe ich nicht; bei den Würfeln ist sie jedenfalls nicht in ungleichgroßer Stampfintensität zu suchen, wie zunächst vermutet wurde, denn es zeigte sich das gleiche bei Würfeln, deren Stand-

Bei den Hochofenzementen ist die äußere umgewandelte Schicht außerordentlich hart und liegt glatt und ziemlich fest haftend auf dem Kern auf, von dem sie sich sauber lösschlagen läßt. Beim Portland- und Eisenportlandzement sowie bei den Mischzementen ist diese Schicht unfest, unregelmäßig gestaltet, locker, liegt lose auf und läßt sich nur bei I glatt entfernen, der Kern ist von rauher Oberfläche. Bei den Hochofenzementen wurde beobachtet, daß diese äußere umgesetzte Schicht den inneren Kern vor fortschreitendem Angriff schützte. Eine Verfärbung des Kerns unter der Schale nach dem Innern hin ist besonders in Fig. 18 zu bemerken, die bekannte dunkelgrüne Farbe des Hochofenzements ist dort in weißlichgrün übergegangen, eine Minderung der Härte des Zementes konnte hier jedoch nicht festgestellt werden. Besonders stark bis weit in das Innere hinein war der Eisenportlandzement IX (Fig. 21) verfärbt, der auch an Härte merklich eingebüßt hatte.

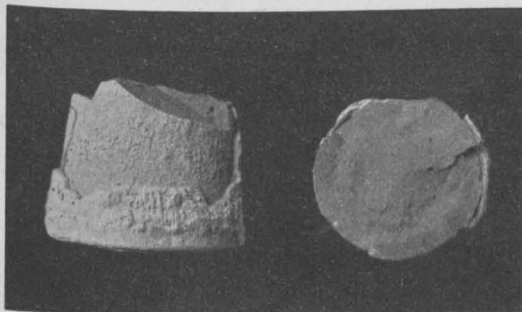


Fig. 14. Portlandzement I.

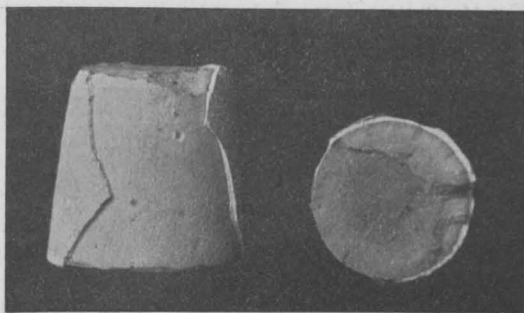


Fig. 15. Hochofenzement III.

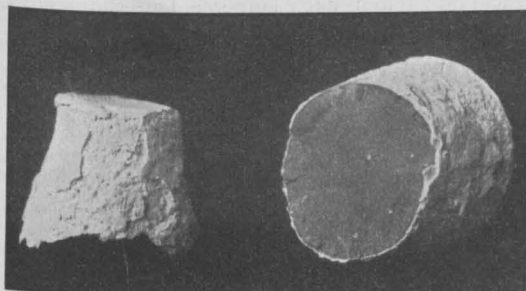


Fig. 16. Mischzement IV.

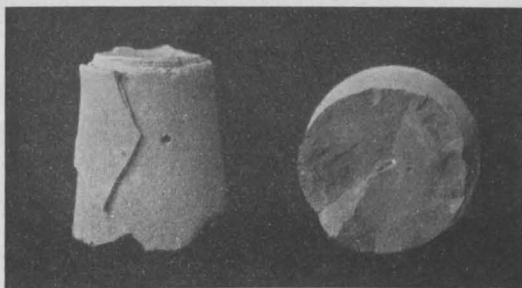


Fig. 17. Hochofenzement V.

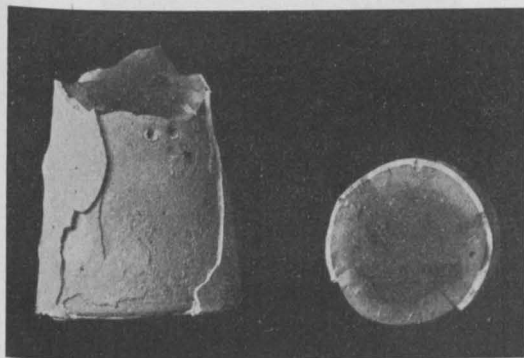


Fig. 18. Hochofenzement VI.

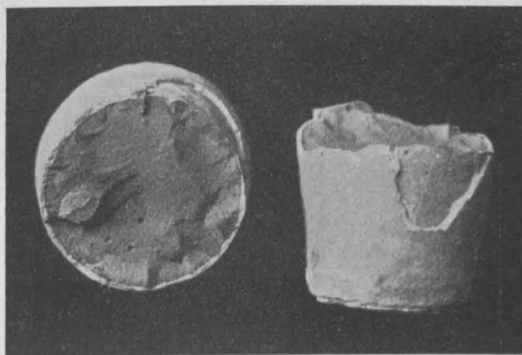


Fig. 19. Hochofenzement VII.

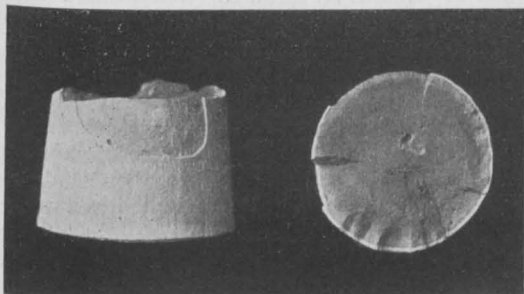


Fig. 20. Hochofenzement VIII.

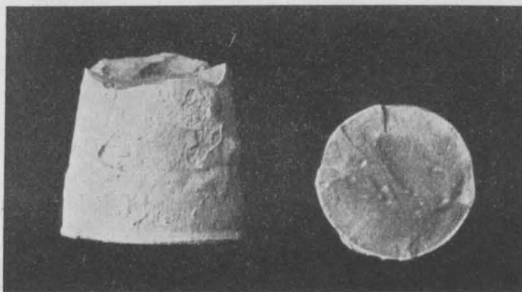


Fig. 21. Eisenportlandzement IX.

Zu den Treiberscheinungen am Mörtelkörper V (Fig. 11) und am Zementkörper VI (Fig. 9) sei noch bemerkt, daß diese beiden Zemente verhältnis-

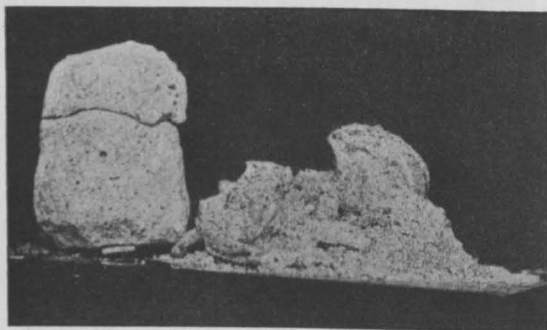


Fig. 22.

Portlandzementmörtel aus Zement II nach 6 Monaten.

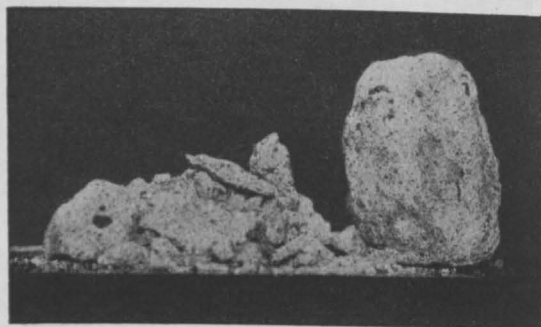


Fig. 23.

Mörtel aus Mischzement IV nach 6 Monaten.

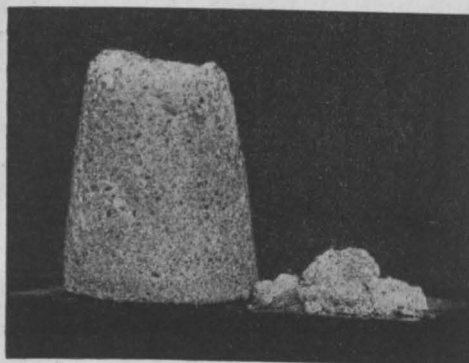


Fig. 24.

Mörtel aus Eisenportlandzement IX nach 6 Monaten.

mäßig hohen Klinkerzusatz besaßen; jedoch ist der durch den Klinkerzusatz an sich bedingte

Kalkgehalt der Hochofenzemente nicht ohne weiteres ausschlaggebend für die Säurebeständigkeit dieser Bindemittel, die vielmehr außerdem noch von der Konstitution der verarbeiteten Schlacke abhängig ist, denn der beständig gewesene Zement VIII hatte um 4 % höheren Klinkerzusatz als der getriebene Zement V.

Aus diesen Versuchen geht eine nicht mehr anzuzweifelnde ganz wesentlich höhere Widerstandsfähigkeit der Hochofenzemente gegenüber dem Portland- und Eisenportlandzement hervor.

Über das Verhalten von Mörtelkörpern in Schwefelsäurewasser von schwacher Konzentration (0,1 %) sollen später Mitteilungen gemacht werden, die sich auf die an 7-cm-Würfeln beobachteten Druckfestigkeiten nach längeren Lagerungszeiten beziehen.

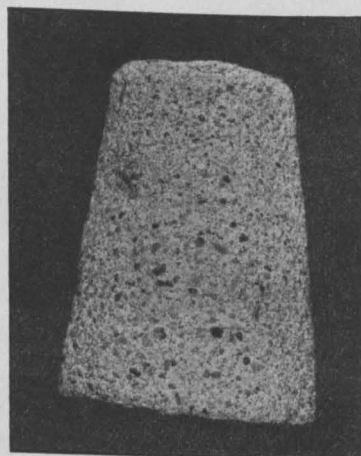


Fig. 25.

Mörtel aus Hochofenzement VII nach 6 Monaten.

Die Mörtelkörper aus den Zementen II bis IX sind weitere zwei Monate in das schwefelsaure Bad verbracht und beobachtet worden. Zement I war bereits so weitgehend zerstört, daß von weiterer Aussetzung abgesehen werden konnte.

Die beiden Vertreter des Portlandzementes: II und IV sind (Fig. 22 u. 23) weiter stark zerfallen, der Eisenportlandzement IX (Fig. 24) ist in seinem oberen Teile weiter zerstört worden, im unteren hat er sich besser gehalten. Die Hochofenzementkörper haben sich wiederum fast unversehrt erwiesen, es läßt sich lediglich feiner Staub in ganz geringer Menge durch kräftiges Reiben von ihnen abnehmen. Sie haben sämtlich das Aussehen des in Fig. 25 dargestellten Probekörpers aus Zement VII.

BERECHNUNG DES KONTINUIERLICHEN BALKENS MIT VERÄNDERLICHEM TRÄGHEITSMOMENT AUF ELASTISCH DREHBAREN PFEILERN SOWIE BE- RECHNUNG DES MEHRFACHEN RAHMENS MIT GERADEM BALKEN NACH DER METHODE DER FIXPUNKTE.

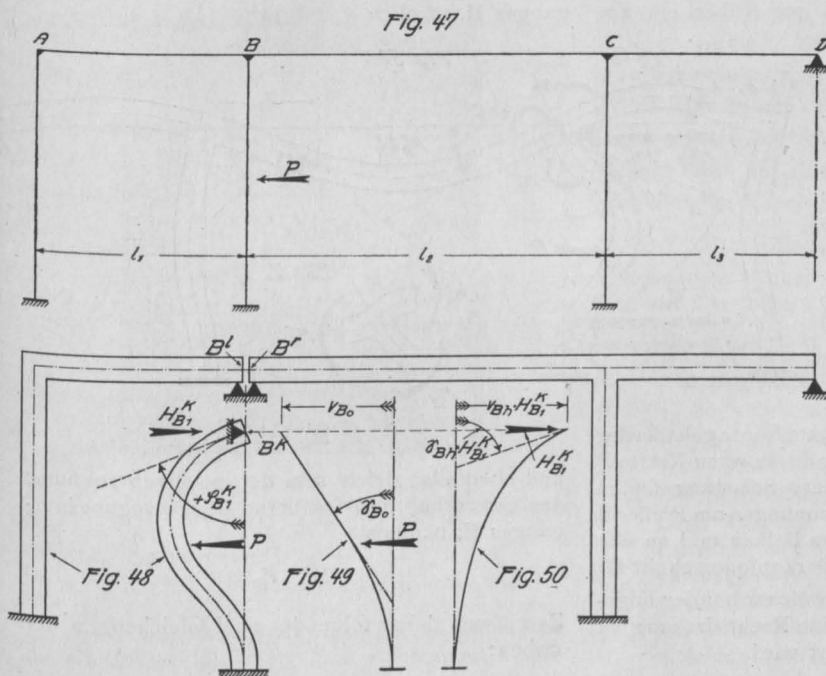
Von Dr.-Ing. Ernst Suter,

Oberingenieur der Wayss & Freytag A.-G. in Neustadt an der Haardt.

(Fortsetzung aus dem Maiheft S. 121.)

VI.

Ermittlung der Momente, Horizontalschübe, Querkräfte und Auflagerdrücke am kontinuierlichen Balken auf elastisch drehbaren Pfeilern mit horizontal unverschieblichen Pfeilerköpfen infolge beliebiger Pfeilerbelastung.



I. Beliebige Belastung eines am Fuße eingespannten Mittelpfeilers.

An dem in Fig. 47 dargestellten kontinuierlichen Balken auf den elastisch drehbaren, am Fuße eingespannten Pfeilern A, B, C und der frei drehbaren Stütze D, an welcher der Balken horizontal unverschieblich festgehalten ist, wirke die beliebige, am Mittelpfeiler B angreifende Belastung, welche schematisch als Kraft P angenommen wird.

Wir trennen den Knotenpunkt B (Schnittpunkt der Balkenachse mit der Achse des Pfeilers B) durch einen im Querschnitt B^l unmittelbar links von B, einen im Querschnitt B^r unmittelbar

rechts von B, und einen im Querschnitt B^k am Pfeilerkopf geführten Schnitt heraus und bringen die folgenden Schnittspannungen an den durchgeschnittenen Stellen als äußere Kräfte an:

a) Am Querschnitt B^l des freien rechten Balkenendes der Öffnung l₁ (Fig. 48) tritt ein Moment M_B^l, eine achsiale Horizontalkraft (Normalkraft) N_B^l und eine vertikal gerichtete Querkraft Q auf. Bringen wir jetzt am freien rechten Balkenende der Öffnung l₁ ein Lager an, welches den Balken horizontal und vertikal unverschieblich festhält, jedoch seine freie Drehbarkeit gestattet, so werden von diesem Lager die Kräfte N_B^l und Q_B^l aufgenommen und wir haben deshalb vorläufig nur nötig, das Moment M_B^l nach Größe und Vorzeichen zu bestimmen.

b) Am Querschnitt B^r des freien linken Balkenendes der Öffnung l₂ (Fig. 48) tritt ein Moment M_B^r, eine achsiale Horizontalkraft (Normalkraft) N_B^r und eine vertikal gerichtete Querkraft Q_B^r auf. Bringen wir am freien linken Balkenende der Öffnung l₂ ein Lager an, welches den Balken horizontal und vertikal unverschieblich festhält, jedoch seine freie Drehbarkeit gestattet, so werden von diesem Lager die Kräfte N_B^r und Q_B^r aufgenommen und wir haben deshalb vorläufig nur nötig, das Moment M_B^r nach Größe und Vorzeichen zu bestimmen.

c) Am Pfeilerkopfquerschnitt B^k des unten eingespannten, oben frei stehenden Pfeilers B (Fig. 48) tritt ein Pfeilerkopfmoment M_B^k, eine achsiale Vertikalkraft V_B^k und eine Horizontalkraft H_B^k auf. Vernachlässigen wir, wie eingangs hervorgehoben, die Verkürzung der Pfeilerachse infolge V_B^k, so wird V_B^k mittels des Pfeilers auf die

Bodenfuge übertragen, ohne eine Verschiebung oder Verdrehung des Pfeilerkopfquerschnittes B_k hervorzurufen. Bringen wir ferner am Pfeilerkopf (Fig. 48) ein Lager an, durch welches der Pfeilerkopf horizontal unverschieblich, aber frei drehbar festgehalten ist, so ist der von diesem Lager auf den Pfeilerkopf ausgeübte horizontale Auflagerdruck gleich dem Horizontalschub H_B^k , welcher vom horizontal unverschieblichen Balken infolge irgend einer Belastung auf den Pfeilerkopf übertragen wird. Auf diese Weise haben wir über die Komponenten V_B^k und H_B^k bereits verfügt und es ist deshalb vorläufig nur noch nötig, das Moment M_B^k nach Größe und Vorzeichen zu ermitteln.

Zur Bestimmung der Momente M_B^l , M_B^r und M_B^k betrachten wir die zwei folgenden Bewegungsvorgänge und führen dabei wie früher ein am Balken angreifendes Moment als positiv bzw. negativ ein, wenn es an der unteren bzw. oberen Balkenkante Zugspannungen hervorruft; desgl. führen wir ein Moment, welches an der linken Pfeilerkante Zugspannungen hervorruft, als positiv, und ein Moment, das an der rechten Pfeilerkante Zugspannungen hervorruft, als negativ ein.

Bewegungsvorgang I.

An dem vom Balken getrennten, unten eingespannten, am Kopfe gelenkartig gestützten Pfeiler B lassen wir die äußeren Kräfte P angreifen (Fig. 48). Durch diese Belastung finden nur Formänderungen und Spannungen am Pfeiler B und keine Formänderungen am Balken und an den übrigen Pfeilern statt; am Pfeilerkopfquerschnitt B_k entsteht ein Drehwinkel $\varphi_{B_1}^k$, welcher bei der angenommenen Richtung von P eine Rechtsdrehung ist und deshalb positiv eingeführt wird.

Bewegungsvorgang II.

Der Bewegungsvorgang II besteht darin, den Querschnitten B_k , B_l , B_r solche Drehungen zu erteilen, daß dieselben nach diesem Bewegungsvorgang wieder miteinander vereinigt sind wie vor der Schnittführung (Fig. 51). Zu dem Zweck müssen wir offenbar am Pfeilerkopf ein linksdrehendes, negatives Moment M_B^k , am Querschnitt B_l der Öffnung l_1 ein rechtsdrehendes, negatives Moment M_B^l , und am Querschnitt B_r der Öffnung l_2 ein rechtsdrehendes, positives Moment M_B^r anbringen.

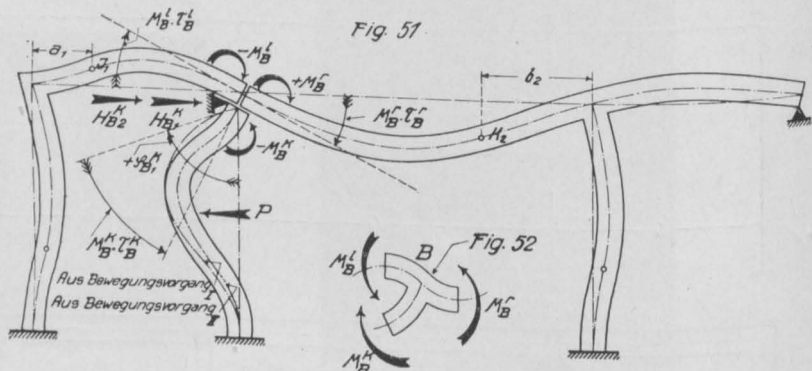
Die Vorzeichen der Momente M_B^k , M_B^l und M_B^r sind hiermit bereits aus der Anschauung festgesetzt worden und können später ohne weiteres

in die erhaltenen Formeln eingeführt werden; die Größe dieser Momente erhalten wir wie folgt:

Bezeichnen wir wie früher mit τ_B^k die Kopfdrehung des vom Balken getrennten, oben gelenkartig gestützten Pfeilers B infolge der Belastung $M_B^k = 1$, mit τ_B die Drehung des Querschnitts B_l am frei aufliegenden rechten Balkenende der Öffnung l_1 infolge der Belastung $M_B = 1$, und mit τ_B^r die Drehung des Querschnitts B_r am frei aufliegenden linken Balkenende der Öffnung l_2 infolge der Belastung $M_B^r = 1$, so muß die aus den Bewegungsvorgängen I und II hervorgehende gesamte Drehung des Querschnittes B_k , nämlich

$$\varphi_{B_1}^k - M_B^k \cdot \tau_B^k$$

(Fig. 51) gleich sein der positiven Drehung des Querschnittes B_l während des Bewegungsvorganges II, nämlich



$$M_B^l \cdot \tau_B^l$$

und ebenfalls gleich sein der positiven Drehung des Querschnittes B_r während des Bewegungsvorganges II, nämlich

$$M_B^r \cdot \tau_B^r$$

Es müssen daher folgende zwei Gleichungen bestehen:

$$\varphi_{B_1}^k - M_B^k \cdot \tau_B^k = M_B^l \cdot \tau_B^l \dots \dots \dots (205)$$

und

$$\varphi_{B_1}^k - M_B^k \cdot \tau_B^k = M_B^r \cdot \tau_B^r \dots \dots \dots (206)$$

Betrachten wir jetzt noch den herausgetrennten Knotenpunkt B (Fig. 52). An demselben müssen wir die Momente M_B^k , M_B^l und M_B^r mit dem entgegengesetzten Drehsinn anbringen wie vorhin am Querschnitt B_k des vom Balken getrennten Pfeilers, am Querschnitt B_l des freien rechten Balkenendes der Öffnung l_1 , und am Querschnitt B_r des freien linken Balkenendes der Öffnung l_2 . Aus der Gleichgewichtsbedingung $\sum M = 0$ folgt dann

$$M_B^k = M_B^l + M_B^r \dots \dots \dots (207)$$

(absolute Werte).

Setzen wir in den Gl. (205) u. (206) den Wert von M_B^k aus Gl. (207) ein, so erhalten wir:

$$M_B^l \cdot (\tau_B^k + \tau_B^l) + M_B^r \cdot \tau_B^k = \varphi_{B1}^k \dots (208)$$

$$M_B^l \cdot \tau_B^k + M_B^r \cdot (\tau_B^k + \tau_B^r) = \varphi_{B1}^k \dots (209)$$

Aus Gl. (209) ist

$$M_B^r = \frac{\varphi_{B1}^k - M_B^l \cdot \tau_B^k}{\tau_B^k + \tau_B^r};$$

in Gl. (208) eingesetzt gibt

$$M_B^l (\tau_B^k + \tau_B^l) + \frac{\tau_B^k \cdot \varphi_{B1}^k}{\tau_B^k + \tau_B^r} - \frac{M_B^l \cdot \tau_B^{k2}}{\tau_B^k + \tau_B^r} = \varphi_{B1}^k$$

oder

$$M_B^l \left(\tau_B^k + \tau_B^l - \frac{\tau_B^{k2}}{\tau_B^k + \tau_B^r} \right) = \varphi_{B1}^k \left(1 - \frac{\tau_B^k}{\tau_B^k + \tau_B^r} \right)$$

woraus folgt:

$$M_B^l = \frac{\varphi_{B1}^k \cdot \tau_B^r}{(\tau_B^k + \tau_B^l) (\tau_B^k + \tau_B^r) - \tau_B^{k2}}$$

oder

$$M_B^l = \frac{\varphi_{B1}^k}{\tau_B^l + \tau_B^k + \frac{\tau_B^l \cdot \tau_B^k}{\tau_B^r}} \dots \dots (210)$$

Analog erhalten wir

$$M_B^r = \frac{\varphi_{B1}^k}{\tau_B + \tau_B^k + \frac{\tau_B^r \cdot \tau_B^k}{\tau_B^l}} \dots \dots \dots (211)$$

Die Momente M_B^k , M_B^l und M_B^r sind durch die Gl. (207), (210) u. (211) ihrem absoluten Werte nach bestimmt; in bezug auf die Vorzeichen dieser Momente gilt das Folgende:

Unter der beim Bewegungsvorgang I gemachten Annahme, daß die Belastung P eine positive Drehung φ_{B1}^k am Kopfe des Pfeilers B erzeugt, ergab sich durch Betrachtung des Bewegungsvorganges II rein aus der Anschauung, daß M_B^l negatives, M_B^r positives, und M_B^k negatives Vorzeichen hat; umgekehrt würde sich bei negativem Drehwinkel φ_{B1}^k für das Moment M_B^l ein positives, für M_B^r ein negatives und für M_B^k ein positives Vorzeichen ergeben. Mit Berücksichtigung dieser Verhältnisse erhalten wir die nachfolgenden Hauptformeln, aus denen für alle Belastungsfälle die Momente M_B^l , M_B^r und M_B^k stets richtig nach Größe und Vorzeichen hervorgehen.

Hauptformeln:

$$M_B^l = - \frac{[\varphi_{B1}^k]}{\tau_B^l + \tau_B^k + \frac{\tau_B^l \cdot \tau_B^k}{\tau_B^r}} \dots \dots (212)$$

$$M_B^r = + \frac{[\varphi_{B1}^k]}{\tau_B^r + \tau_B^k + \frac{\tau_B^r \cdot \tau_B^k}{\tau_B^l}} \dots \dots (213)$$

$$M_B^k = [M_B^l] - [M_B^r] \dots \dots \dots (214)$$

In den vorstehenden Hauptformeln (212) und (213) ist der von der gegebenen Belastung P abhängige Drehwinkel φ_{B1}^k mit seinem Vorzeichen einzusetzen, während die nur von den Abmessungen der Konstruktion abhängigen Drehwinkel τ_B^l , τ_B^r und τ_B^k mit ihrem absoluten Werte einzusetzen sind; in den Klammern der rechten Seite von Hauptformel (214) sind M_B^l und M_B^r mit ihren aus den Formeln (212) und (213) hervorgehenden Vorzeichen einzuführen.

Die in den Hauptformeln (212) und (213) vorkommenden Drehwinkel τ_B^l , τ_B^r , τ_B^k und φ_{B1}^k ermitteln wir wie folgt:

- τ_B^l nach den Formeln (107), (108) u. (121a), in welchen wir mit Bezug auf Fig. 47 und 51 $l' = l_1$ und $a' = a_1$ setzen;
- τ_B^r nach Formel (119) u. (125a), in welchen wir $l'' = l_2$ und $b'' = b_2$ setzen;
- τ_B^k nach den Formeln (41, 42, 49, 50).

d) Zur Bestimmung des Drehwinkels φ_{B1}^k , welcher während des Bewegungsvorganges I am Kopfe des vom Balken getrennten, unten eingespannten, oben in einem Gelenklager gestützten Pfeilers B (Fig. 48) infolge der Belastung P entsteht, denken wir uns das Kopflager entfernt und an dessen Stelle den von ihm auf den Pfeilerkopf ausgeübten horizontalen Auflagerdruck H_{B1}^k eingeführt.

Am unten eingespannten, oben vollkommen frei ausragenden Pfeiler B lassen wir jetzt nacheinander die äußere Belastung P (Fig. 49) und dann die Horizontalkraft H_{B1}^k (Fig. 50) angreifen; hierbei werde am Pfeilerkopf durch die äußere Belastung P die (negative) Linksverschiebung v_{B0} und die (negative) Linksdrehung γ_{B0} hervorgerufen, während durch die Horizontalkraft H_{B1}^k die (positive) Rechtsverschiebung $H_{B1}^k \cdot v_{Bh}$ und die (positive) Rechtsdrehung $H_{B1}^k \cdot \gamma_{Bh}$ erzeugt wird. Darin bedeutet nach Früherem (siehe Kapitel I, Abschnitt I, Nummer 5) v_{Bh}

und γ_{Bh} die Verschiebung und Drehung des Pfeilerkopfes B infolge $H_{B1}^k = 1$. H_{B1}^k bestimmen wir nach Größe und Vorzeichen aus der Bedingung, daß die durch diese Kraft hervorgerufene Verschiebung $H_{B1}^k \cdot v_{Bh}$ des Pfeilerkopfes die Verschiebung v_{B0} der äußeren Belastung P wieder rückgängig machen muß, d. h. es muß sein:

$$H_{B1}^k \cdot v_{Bh} + [v_{B0}] = 0 \quad \dots (215)$$

daraus folgt:

$$H_{B1}^k = - \frac{[v_{B0}]}{v_{Bh}} \quad \dots (216)$$

Die gesuchte, in Fig. 48 eingetragene Rechtsdrehung φ_{B1}^k setzt sich jetzt nach den Fig. 49 u. 50 wie folgt zusammen:

$$\varphi_{B1}^k = H_{B1}^k \cdot \gamma_{Bh} + [\gamma_{B0}] \quad \dots (217)$$

Führen wir darin H_{B1}^k aus Gl. (216) ein, so erhalten wir schließlich:

$$\varphi_{B1}^k = [\gamma_{B0}] - [v_{B0}] \cdot \frac{\gamma_{Bh}}{v_{Bh}} \quad \dots (218)$$

Die Gl. (216) u. (218) ergeben stets das richtige Vorzeichen von H_{B1}^k und φ_{B1}^k , wenn wir in dieselben v_{B0} und γ_{B0} mit ihrem Vorzeichen, v_{Bh} und γ_{Bh} jedoch mit ihrem absoluten Werte einsetzen.

Die Drehwinkel und Verschiebungen in den Gl. (216) u. (218) ermitteln wir wie folgt:

- a) γ_{Bh} nach den früheren Formeln (32) u. (44), welche mit $f = 0$ einfacher werden;
- ß) v_{Bh} nach den früheren Formeln (39) u. (46), welche wieder mit $f = 0$ einfacher werden;
- γ) v_{B0} und γ_{B0} nach den früheren Sätzen I u. II (Kap. I, Abschnitt I, Nummer 5).

Den Drehwinkel φ_{B1}^k können wir aber auch nach dem früheren Satz IV (Mohr) in der Weise bestimmen, daß wir zunächst mit Hilfe von Fixpunkt und Kreuzlinienabschnitt die Momentenfläche an dem belasteten Pfeiler B ermitteln und dieselbe, als Belastungsfläche aufgefaßt, zur Berechnung des Auflagerdrucks am Pfeilerkopf in die M_0 -Fläche und die mit umgekehrtem Vorzeichen zu nehmende, von der Momentenordinate am Pfeilerfuß und der Schlußlinie gebildete Dreiecksmomentenfläche zerlegen.

Zur Bestimmung der Momente, Horizontalschübe, Querkräfte und Auflagerdrücke an den Pfeilern und am Balken infolge der Belastung des Mittelpfeilers B gehen wir jetzt wie folgt vor:

1. Wir ermitteln zunächst M_B^l und M_B^r nach den Formeln (212) und (213) und bestimmen dann M_B^k nach Formel (214).

2. Um die Momentenfläche am ganzen Balken (Fig. 53) zu erhalten, tragen wir M_B^l unmittelbar links von B auf und pflanzen dasselbe mittels des Fixpunktes J_1 nach links über den Balken der Öffnung l_1 fort; desgleichen tragen wir M_B^r unmittelbar rechts von B auf und pflanzen dasselbe mittels des Fixpunktes K_2 sowie des Verkleinerungskoeffizienten μ_C^r nach rechts über die Öffnungen l_2 und l_3 fort.

3. Die Momentenfläche an den nicht mit äußeren Kräften belasteten Pfeilern A und C (Fig. 54 u. 56) ermitteln wir genau wie in Abschnitt II des Kapitels V beschrieben wurde; dementsprechend erhalten wir im vorliegenden Fall ein negatives Pfeilerkopfmoment M_A^k und ebenfalls ein negatives Pfeilerkopfmoment M_C^k .

Die Horizontalschübe H_A^k und H_C^k (Fig. 54 und 56), welche vom Balken auf die Köpfe der nicht belasteten Pfeiler A und C übertragen werden, sind gleich den horizontalen Auflagerdrücken („Reaktionen“), welche an den vom Balken getrennten, am Kopfe in Gelenklagern gestützten Pfeilern A und C infolge Belasten derselben mit den Pfeilerkopfmomenten M_A^k und M_C^k entstehen; H_A^k und H_C^k werden daher mittels der Formeln (200, 201, 202, 203) nach Größe und Vorzeichen berechnet (beide sind hier positiv). Die Horizontalschübe H_A^f und H_C^f , welche auf die Pfeilerfüße übertragen werden, sind den Horizontalschüben H_A^k und H_C^k entgegengesetzt gleich.

Nachdem der Horizontalschub H_A^k am Kopfe des Pfeilers A bekannt ist, kennen wir auch die Querkraft in einem beliebigen Pfeilerquerschnitt; sie ist einfach gleich H_A^k . Ebenso ist die Querkraft in einem beliebigen Querschnitt des Pfeilers C gleich dem Horizontalschub H_C^k am Pfeilerkopf.

Zur deutlicheren Darstellung der an den Pfeilern A und C angreifenden Kräfte wurden die Pfeiler vom Balken getrennt gezeichnet.

4. Zur Bestimmung der Momentenfläche an dem mit den äußeren Kräften P belasteten Pfeiler B (Fig. 55) ermitteln wir zunächst noch den resultierenden Horizontalschub H_B^k , welcher vom Balken auf den Pfeilerkopf übertragen wird und folgenden Ausdruck hat:

$$H_B^k = H_{B1}^k + H_{B2}^k \quad \dots (219)$$

In Gl. (219) ist H_{B1}^k gleich dem während des Bewegungsvorganges I auf den Pfeilerkopf ausgeübten Horizontalschub, d. h. gleich dem horizontalen Auflagerdruck am Pfeilerkopf infolge Belasten des vom Balken getrennten, am Kopfe frei drehbar gestützten Pfeilers B mit den gegebenen äußeren Kräften P; H_{B1}^k wird deshalb nach Gl. (216) ermittelt.

tenfläche des vom Balken getrennten, unten eingespannten, nach oben frei ausragenden Pfeilers B infolge der Belastung mit den äußeren Kräften P, dem Pfeilerkopfmoment M_B^k und dem Horizontalschub H_B^k . Die in Fig. 55 dargestellte Momentenfläche dieses Pfeilers setzt sich daher zusammen aus der positiven Dreiecksmomentenfläche

$B^k B^f G$ infolge der Belastung H_B^k , der negativen Rechtecksmomentenfläche $B^k B^f K K'$ infolge der Belastung M_B^k , und der negativen Momentenfläche $K K'' L$ infolge der äußeren Kräfte P. Bezeichnen wir allgemein mit M_0 das stets leicht zu bildende Moment am frei ausragenden Pfeiler durch die gegebene Belastung P, so erhalten wir folgenden Ausdruck für das Moment M_B^y in einem Pfeilerquerschnitt mit dem beliebigen Abstand y, vom Pfeilerkopf:

$$M_B^y = H_B^k \cdot y - M_B^k - M_{B0}^y \quad (220)$$

Setzen wir $y = h + f$ gleich der Pfeilerhöhe, so erhalten wir das Pfeilerfußmoment M_B^f zu:

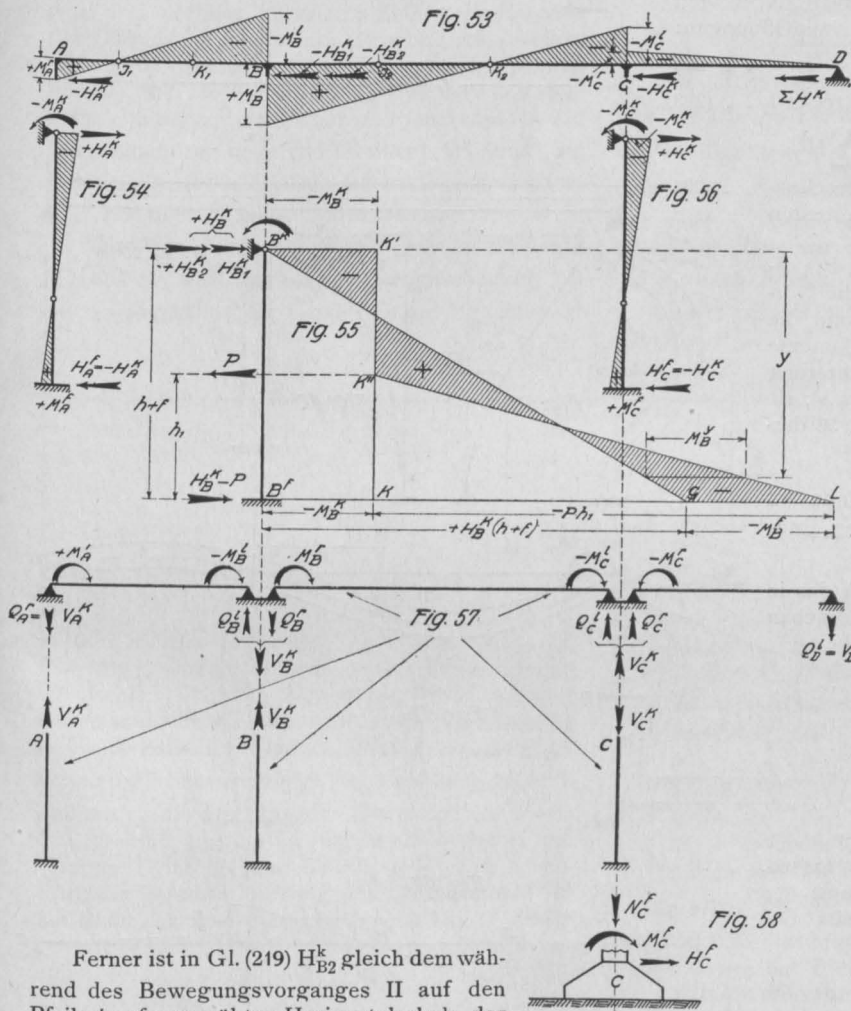
$$M_B^f = H_B^k (h + f) - M_B^k - M_{B0}^f \quad \dots (221)$$

Die Querkraftfläche des mit dem Balken elastisch verbundenen Pfeilers B infolge der äußeren Belastung P ist jetzt ebenfalls leicht zu bilden: Sie ist einfach gleich der Querkraftfläche des vom Balken getrennten, unten eingespannten, nach

oben frei ausragenden Pfeilers B infolge Belasten desselben mit den gegebenen Kräften P und dem Horizontalschub H_B^k am Pfeilerkopf.

5. Die am Balken ABCD angreifenden Horizontalschübe („Aktionen“) erhalten wir wie folgt:

Nachdem wir, wie in den vorhergehenden Nr. 3 und 4 beschrieben, die in den Fig. 54, 55 und 56 eingetragenen, an den Köpfen der Pfeiler angreifenden Horizontalschübe H_A^k , H_B^k und H_C^k



Ferner ist in Gl. (219) H_{B2}^k gleich dem während des Bewegungsvorganges II auf den Pfeilerkopf ausgeübten Horizontalschub, das heißt gleich dem horizontalen Auflagerdruck am Pfeilerkopf infolge Belasten des vom Balken getrennten, am Kopfe frei drehbar gestützten Pfeilers B mit dem nach Gl. (214) ermittelten Pfeilerkopfmoment M_B^k ; H_{B2}^k wird deshalb nach den Formeln (200), (201), (202), (203) ermittelt; H_{B1}^k und H_{B2}^k haben stets dasselbe Vorzeichen.

Die Momentenfläche des mit dem Balken elastisch verbundenen Pfeilers B infolge der äußeren Belastung P ist jetzt gleich der Momen-

(alle drei sind hier nach rechts gerichtet, also positiv) ermittelt haben, brauchen wir dieselben nur mit entgegengesetzter Richtung am Balken anzutragen (Fig. 53) und wir haben dann die Horizontalschübe, welche am Balken tätig sind. Mit Rücksicht darauf, daß der Balken in D horizontal unverschieblich gelagert ist, entstehen durch diese Horizontalschübe nach Fig. 53 folgende Normalkräfte N in den Balkenquerschnitten der einzelnen Öffnungen:

$$N_1 = -H_A^k \text{ auf der Strecke } l_1 \dots (222)$$

$$N_2 = -H_A^k - H_B^k \text{ auf der Strecke } l_2 \dots (223)$$

$$N_3 = -H_A^k - H_B^k - H_C^k = \sum H^k \text{ auf der Strecke } l_3 \dots (224)$$

und als Horizontalkraft am festen Lager D.

6. Die Querkraft und Auflagerdrücke am Balken, die Normalkräfte an den Pfeilern und die Bodendrücke der Pfeilerfundamente bestimmen wir nach der Erläuterung im Abschnitt III des Kapitels V; sie wurden in den Fig. 57 und 58 dargestellt.

II. Beliebige Belastung eines am Fuße eingespannten linken Endpfeilers.

Am linken Endpfeiler A des in Fig. 59 dargestellten kontinuierlichen Balkens auf den elastisch drehbaren Pfeilern A und B und der frei drehbaren Stütze C greife eine beliebige äußere Belastung an, welche schematisch durch die horizontale Kraft P dargestellt sei.

Wir können uns bei der Erledigung dieses Falles kurz fassen, weil das bei der Behandlung des Mittelpfeilers unter I bereits Gesagte auch hier gilt.

Zunächst ermitteln wir das im Kopfquerschnitt A^k des belasteten Pfeilers auftretende Moment M_A^k bzw. das dem letzteren gleiche Moment M_A^r im Querschnitt A^r unmittelbar rechts der Pfeilerachse A. Zu dem Zweck trennen wir den Pfeiler A durch einen am Kopfe geführten Schnitt vom Balken, stützen den Pfeilerkopf und das linke Balkenende der Öffnung l_1 in je einem frei drehbaren Lager (Fig. 60) und betrachten die folgenden zwei Bewegungsvorgänge:

Bewegungsvorgang I:
An dem vom Balken getrennten, unten ein-

Fig. 59

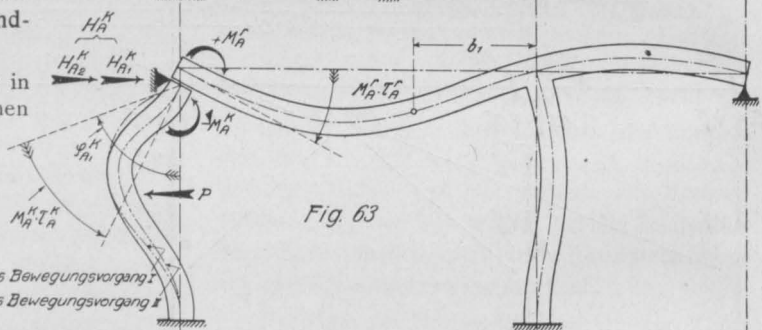
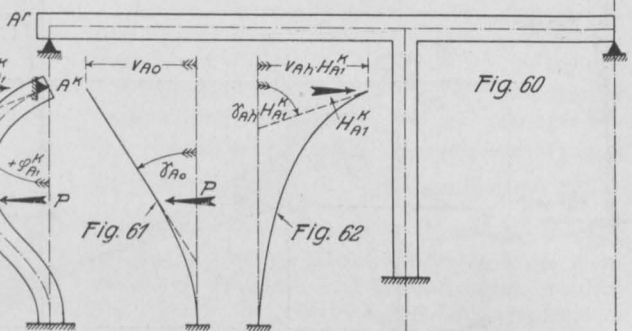
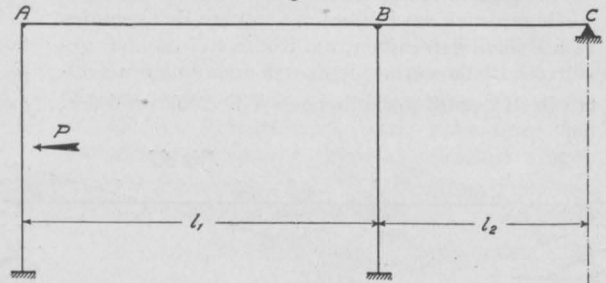
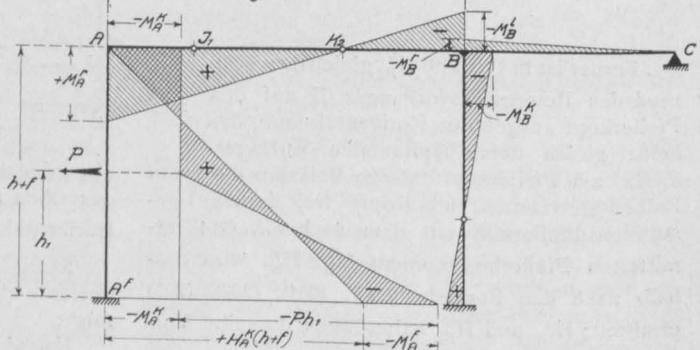


Fig. 64



gespannten, am Kopfe frei drehbar gestützten Pfeiler A lassen wir die äußeren Kräfte P an-

greifen (Fig. 60). Durch diese Belastung entsteht am Pfeilerkopfquerschnitt A^k ein Drehwinkel φ_{A1}^k , welcher bei der angenommenen Richtung der Belastung P eine Rechtsdrehung ist und deshalb positiv eingeführt wird.

Bewegungsvorgang II:

Der Bewegungsvorgang II besteht darin, dem frei drehbar gestützten Kopf des Pfeilers A und dem frei drehbar gestützten linken Balkenende der Öffnung l_1 eine solche Drehung zu erteilen, daß beide wieder miteinander vereinigt werden können wie vor der Trennung (Fig. 63). Zu dem Zweck müssen wir offenbar am Pfeilerkopf A^k ein linksdrehendes, negatives Moment M_A^k und am linken Balkenende der Öffnung l_1 ein rechtsdrehendes, positives Moment M_A^r anbringen.

Die Vorzeichen der gleich großen Momente M_A^k und M_A^r sind hiermit aus der Anschauung bereits festgesetzt; die Größe dieser Momente er-

oben festgesetzten Vorzeichen von M_A^r und M_A^k die folgenden

Hauptformeln:

$$M_A^r = + \frac{[\varphi_{A1}^k]}{\tau_A^r + \tau_A^k} \dots \dots \dots (227)$$

$$M_A^k = - \frac{[\varphi_{A1}^k]}{\tau_A^r + \tau_A^k} \dots \dots \dots (228)$$

Die Gl. (227) und (228) ergeben stets das richtige Vorzeichen der Momente M_A^r und M_A^k , wenn wir in dieselben die Drehwinkel τ_A^r und τ_A^k mit ihrem absoluten Werte, und den Drehwinkel φ_{A1}^k mit seinem Vorzeichen einsetzen. Diese Drehwinkel ermitteln wir wie folgt:

a) τ_A^r nach Formel (119), in welcher wir $l'' = l_1$ und $b'' = b_1$ setzen,

b) τ_A^k nach den Formeln (41), (42), (49), (50),

c) φ_{A1}^k hat analog der Gl. (218) folgenden Ausdruck:

$$\varphi_{A1}^k = [\gamma_{A0}] - [v_{A0}] \cdot \frac{\gamma_{Ah}}{v_{Ah}} \dots (229)$$

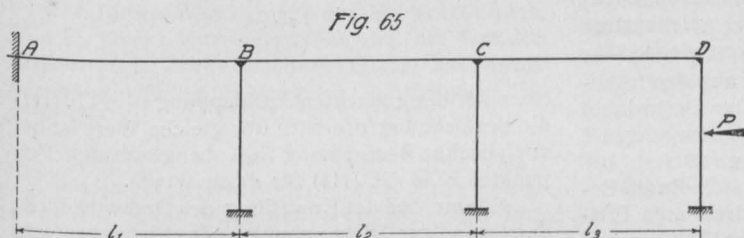
In Gl. (229) bedeutet v_{Ah} die Verschiebung und γ_{Ah} die Drehung am Kopfe des unten

eingespannten, nach oben frei auskragenden Pfeilers A (Fig. 62) infolge der Belastung $H_A^k = 1$; desgleichen bedeutet v_{A0} die Verschiebung, und γ_{A0} die Drehung am Kopfe des unten eingespannten, nach oben frei auskragenden Pfeilers A (Fig. 61) infolge der Belastung mit den äußeren Kräften P . Diese Drehwinkel und Verschiebungen ermitteln wir wie diejenigen in Gl. (218).

Nachdem M_A^r und M_A^k nach den Hauptformeln (227) und (228) bestimmt sind, können wir die von der Belastung des Pfeilers A am ganzen Balken und an allen Pfeilern hervorgerufenen inneren Kräfte ähnlich ermitteln, wie dies in den Nummern 2, 3, 4, 5, 6 des vorhergehenden Abschnittes I beschrieben wurde. Die Momentenfläche am Balken und an den Pfeilern haben wir in Fig. 64 im Zusammenhang dargestellt und dabei die Horizontal-schübe weggelassen; dieselben sind ähnlich wie in den Fig. 53, 55 und 56 anzutragen.

III. Beliebige Belastung eines am Fuße eingespannten rechten Endpfeilers.

Am rechten Endpfeiler D des in Fig. 65 dargestellten kontinuierlichen Balkens mit den



mitteln wir aus der Bedingung, daß am Ende des Bewegungsvorganges II die Querschnitte A^k und A^r dieselbe Drehung ausgeführt haben müssen. Bezeichnen wir wie früher mit τ_A^k die Kopfdrehung des vom Balken getrennten, oben gelenkartig gestützten Pfeilers A infolge der Belastung $M_A^k = 1$, und mit τ_A^r die Drehung des Querschnittes A^r am frei drehbar gestützten linken Balkenende der Öffnung l_1 infolge der Belastung $M_A^r = 1$, so beträgt die gesamte Drehung des Querschnittes A^k am Ende des Bewegungsvorganges II

$$\varphi_{A1}^k - M_A^k \cdot \tau_A^k$$

und die positive Drehung des Querschnitts A^r

$$M_A^r \cdot \tau_A^r.$$

Da nun nach obigem beide Drehungen einander gleich sein müssen, so erhalten wir die folgende Gleichung:

$$\varphi_{A1}^k - M_A^k \cdot \tau_A^k = M_A^r \cdot \tau_A^r \dots \dots (226)$$

Setzen wir darin $M_A^k = M_A^r$ und lösen auf, so erhalten wir mit Berücksichtigung der bereits

elastisch drehbaren Pfeilern B, C, D und der festen Einspannung in A greife eine beliebige äußere Belastung an, welche wieder schematisch durch die horizontale Kraft P dargestellt sei.

Wiederholt man am Pfeiler D die Bewegungsvorgänge I und II wie am linken Endpfeiler, so erhalten wir die

Hauptformel:

$$M_D^I = M_D^K = - \frac{[q_{D1}^k]}{r_D^I + r_D^K} \dots \dots (230)$$

in welcher die Drehwinkel wie in den beiden vorhergehenden Fällen bestimmt werden.

IV. Beliebige Belastung eines am Fuße gelenkartig gelagerten Pfeilers.

Führen wir die analogen Betrachtungen wie unter I, II und III bei am Fuße gelenkartig gelagerten Pfeilern durch, so gelangen wir auch für solche Pfeiler zu den Hauptformeln (212), (213), (214), (227), (228) und (230), worin jedoch die Drehwinkel r^k und q_1^k andere, durch die gelenkartige Lagerung der Pfeilerfüße bedingte Werte haben.

Die Drehwinkel r^k erhalten wir aus den früheren Formeln (52), (53), (56), (57). Der Drehwinkel q_1^k , welcher während des Bewegungsvorganges I am Kopfe eines oben gelenkartig gestützten belasteten Pfeilers entsteht, ergibt sich durch Belasten eines oben und unten frei drehbaren Pfeilers, d. h. eines vertikalen einfachen Balkens auf zwei Stützen, mit den gegebenen äußeren Lasten.

Die Horizontalschübe H^k und H^f an den nicht mit äußeren Kräften belasteten Pfeilern ermitteln wir nach Formel (204) zu

$$H^k = -H^f = - \frac{[M^k]}{h + f} \dots \dots (231)$$

Der vom Balken auf den Kopf eines mit den äußeren Kräften belasteten Pfeilers ausgeübte Horizontalschub H^k beträgt:

$$H^k = H_1^k + H_2^k \dots \dots (232)$$

worin H_1^k gleich dem horizontalen Auflagerdruck an einem mit den äußeren Kräften belasteten vertikalen Balken auf zwei Stützen, und H_2^k gleich dem horizontalen Auflagerdruck an einem mit dem Moment M^k belasteten vertikalen Balken auf zwei Stützen, d. h. nach Formel (231) zu ermitteln.

Nachtrag.

Die mit einem kontinuierlichen Balken elastisch verbundenen Pfeiler können zur Bestimmung der Momente usw. an denselben auch als Endfelder eines kontinuierlichen Balkens aufgefaßt werden; in diesem Falle werden die Pfeilermomente usw. nach dem in den Kapiteln I—V zur Bestimmung der Balkenmomente abgeleiteten Verfahren ermittelt.

Bei unbelastetem Pfeiler gibt es, wie in einem unbelasteten Balkenfeld, nur einen Wendepunkt der elastischen Linie, der mit dem linken Fixpunkt J der ersten Öffnung links eines kontinuierlichen Balkens identisch ist. Bei belastetem Pfeiler dagegen gibt es (siehe Fig. 51) zwei Wendepunkte der elastischen Linie, sodaß, wie in einer belasteten Balkenöffnung, zwei Fixpunkte zur Bestimmung der Momentenfläche benötigt werden, und zwar die beiden Fixpunkte J und K in der ersten Öffnung links eines kontinuierlichen Balkens.

Bei der Bestimmung der Fixpunkte K ist zu berücksichtigen, daß der im Verhältnis $\frac{e}{e'}$ vorkommende Drehwinkel (Gl. 79) mit demjenigen der Gl. (111) identisch ist, weil wir uns, da die Pfeilerköpfe unverschieblich angenommen sind, den Pfeiler 2 in Fig. 41 in die Verlängerung der Balkenachse hinaufgeklappt denken können; im Ausdruck für $\frac{e}{e'}$ ist daher zu setzen:

$$r = \frac{r^I \cdot r^r}{r^I + r^r},$$

(da nach der gedachten Aufklappung r^k in Gl. (111) die Bezeichnung r^I erhält) der gleiche Wert ist bei analytischer Bestimmung des obengenannten Fixpunktes K in Gl. (114) für r^* zu setzen.

Könnte bei der Ermittlung des Drehwinkels r^k , den man zur Bestimmung der Fixpunkte am Balken benötigte, die starre Strecke f (siehe Fig. 17) nicht gleich Null gesetzt werden, so ist bei der Bestimmung der beiden Fixpunkte am Pfeiler zu beachten, daß die beiden „Drittelllinien“ selbst bei konstantem Trägheitsmoment eines Pfeilers wegen der starren Strecke f desselben nicht genau mit den Drittelpunkten der Pfeilerhöhe $(h + f)$ zusammenfallen.

Die Momentenfläche an einem belasteten Pfeiler erhalten wir nun mit Hilfe der Kreuzlinienabschnitte (Kap. V) wie bei einer belasteten Balkenöffnung, und zwar wird sie mit derjenigen in Fig. 55 identisch.

Um das auf diese Weise erhaltene Moment am Kopfe eines Mittelpfeilers, z. B. des Pfeilers B (Fig. 53 u. 55) in die beiden anstoßenden Balkenfelder überzuleiten, müssen wir dasselbe mit den entsprechenden Verkleinerungskoeffizienten μ multiplizieren. Die Verkleinerungskoeffizienten μ für den Übergang eines Momentes vom Pfeiler zum Balken haben denselben Ausdruck wie die in Kap. II abgeleiteten Verkleinerungskoeffizienten (Gl. 92 u. 112), weil wir uns in Fig. 32 und 41 die Pfeiler wieder in die Verlängerung der Balkenachse hinaufgeklappt denken können; es ist daher

$$\mu^I = \frac{r}{r^I + r} \quad \text{und} \quad \mu^r = \frac{r^r}{r^r + r^I}.$$

Die Richtigkeit dieser Ausdrücke sieht man auch ohne weiteres ein, wenn man bedenkt, daß sich z. B. in Fig. 53 die Momente M_B^l und M_B^r zu einander verhalten wie die beiden Drehwinkel τ_B^l und τ_B^r ; demnach hat man also zur Ermittlung von M_B^l und M_B^r nur nötig, die Strecke $(M_B^l + M_B^r) = M_B^k$ im Verhältnis $\frac{\tau_B^l}{\tau_B^r}$ zu teilen.

Handelt es sich um einen belasteten Endpfeiler, so klappt man denselben zweckmäßig schon zur Bestimmung der Fixpunkte in die Verlängerung der Balkenachse und behandelt ihn wie

ein Balkenendfeld, wobei im Pfeilerkopf, um welchen der Pfeiler gedreht wurde, ein frei drehbares Auflager anzunehmen ist.

Hat man die Momentenfläche eines belasteten Pfeilers mittels Fixpunkte und Kreuzlinienabschnitte bestimmt, so ermittelt man die H^k und H^f an Kopf und Fuß der Pfeiler als Querkräfte in diesen Pfeilerquerschnitten in analoger Weise wie dies in Kap. V, Abschnitt III, für die Querkräfte am Balken gezeigt wurde. Die Horizontalschübe an unbelasteten Pfeilern können natürlich auch in dieser Weise bestimmt werden.

(Fortsetzung folgt.)

LITERATURSCHAU.

Bearbeitet von Bauamtmann Dr.-Ing. R. Schober, Dresden.

L bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armierter Beton“ früher erschienene Literaturschau.

I. Der Baustoff.

1. Herstellung und Verarbeitung.

Römische Werkzeuge der Mörteltechnik. Von H. Jacer. Kurze Beschreibung der von den Römern nach Vitruv benutzten Geräte zur Mörtelbereitung. Mit Abbildungen. Tonindustrie-Ztg. 1916, Nr. 61. — s. L. 1916, Heft VI, I 1.

2. Prüfung und Untersuchung.

Weitere Mitteilungen zur Frage des hochwertigen Spezialzementes. Von Ing. M. Spindel. In einem ausführlichen Aufsatz werden die Einwände untersucht, die insbesondere von der österreichischen Portlandzementindustrie sowohl vom technischen Standpunkt als ganz besonders aber von der wirtschaftlichen Seite gegen die Einführung des hochwertigen Spezial-Portlandzementes erhoben worden. Verfasser weist nach, daß dieser hochwertige Zement nicht nur allen technischen Anforderungen vollkommen entspricht, sondern auch einem dringenden Bedürfnis der Zementverbraucher Rechnung trägt. Österreichische Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1916, Heft 22 und 23, — s. L. 1915, Heft 11, I, 2 und 1916, Heft 6, I, 2.

Über das Rosten der Eiseneinlagen im Eisenbeton. Von Privatdozent Bruno Zschokke, Adjunkt der Schweizerischen Materialprüfungsanstalt. Verfasser untersucht diese Frage eingehend auf Grund der Laboratoriumsergebnisse und der Perkunnschen Beobachtungen an Eisenbetonbauten. Schweizerische Bauzeitung, 1916, Bd. 67, Nr. 24.

3. Wirtschaftliches.

— — —

II. Theorie.

Zylindrische Behälter mit ebener Sohle. Von Dr.-Ing. Karl Arnstein, Obergeringieur d. Fa. Ed. Züblin u. Co., Straßburg. Während bei den

bekannten Untersuchungen für Behälterwände vorausgesetzt wird, daß die Sohle der Wand gegenüber unendlich steif sei, und die elastischen Formänderungen der Sohle unberücksichtigt bleiben, untersucht Verfasser die statischen Verhältnisse, wenn die Elastizität der Sohle berücksichtigt wird, nach den verschiedenen Stützungsarten der Sohle. Zeitschrift für Architektur und Ingenieurwesen, 1916, Heft 3.

Elastizität der flachen Kugelschale bei gleichförmigem Oberflächendruck. Von Privatdozent Dr. Karl Federhofer, k. k. Statthalterei-Ingenieur in Graz. Eine theoretische Abhandlung zur Berechnung flacher Kugelgewölbe bei Wasser- und Gasbehältern. Wochenschrift für den öffentlichen Baudienst, 1916, Heft 25.

Zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Von Privatdozent Dr.-Ing. Pirlet, Aachen. Die vom Verfasser angeschnittene Frage der Verwendung vereinfachter Elastizitätsgleichungen bei der Berechnung mehrfach statisch unbestimmter Systeme (Der Eisenbau, 1915, Heft 7) wird mit den bisher üblichen „kinematischen“ Methoden, insbesondere den rechnerischen Auflösungen mit Determinanten weiter verglichen. Der Eisenbau, 1916, Nr. 6.

Beitrag zur Theorie der Knickerscheinungen. Von Dipl.-Ing. Hans H. Rode, Berlin. Der Aufsatz befaßt sich mit den rechnerischen Grundlagen für die Ausbildung großer Trägerwände und der Knicksicherheit der einzelnen Bleche, Winkelschenkel usw. bei zusammengebauten Querschnitten. Der diese Aufgaben umfassenden praktisch-technischen Untersuchung werden allgemeine Betrachtungen über Knickerscheinungen vorausgeschickt, während zum Schluß Schwingungen behandelt werden. Der Eisenbau, 1916, Nr. 6.

Rasche Querschnittbemessung von auf Knickung beanspruchten Druckgliedern

aus Eisenbeton bei gegebener Belastung und Knicklänge. Von Walter Hoffmann, Ingenieur der Bauunternehmung H. Rella & Co., Wien. Ableitung der Formel und Anwendung mit Zahlenbeispiel. Beton und Eisen, 1916, Heft IX/X.

Die Seitensteifigkeit offener Brücken. Von Professor A. Ostenfeld, Kopenhagen. Die zu dieser Frage vorhandenen Theorien werden untersucht, und es wird eine neue geschlossene Dimensionierungsformel entwickelt, welche die Engessersche Formel ergänzt und zusammen mit dieser das ganze Gebiet deckt. Beton und Eisen, 1916, Heft IX/X.

Beitrag zur Bedeutung des Steifigkeitsverhältnisses bei einfachen Rahmenkonstruktionen. Von Baurat Scharff in Hamburg. Armierter Beton, 1916, Heft 6.

Vereinfachter Nachweis des Sicherheitsgrades bei Plattenbalkenkonstruktionen. Von Ingenieur Rich. Wuczkowski, Eisenbeton-Experte beim Neubau der Österreichisch-ungarischen Bank in Wien. An der Hand des vom Verfasser schon früher konstruierten Diagramms für Plattenbalken wird ein vereinfachtes Gesetz für den Sicherheitsnachweis aufgestellt und am Beispiel erläutert. Zeitschrift des österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereins, 1916, Heft 22.

Höhe und Bewehrung von Plattenbalken mit Rücksicht auf die Wirtschaftlichkeit. Von Zivilingenieur A. Badian, k. k. Ingenieurleutnant, Kiralihyda (Ungarn). Die allgemein abgeleitete Formel, die die Wirtschaftlichkeit berücksichtigt, wird am Zahlenbeispiel näher erläutert. Beton u. Eisen. 1916. Heft IX/X.

Die Füße der Eisenbetonstützen. Kritik der von O. Henkel (s. L. 1916, Heft 1, II) zu dieser Frage gemachten Ausführungen durch E. Braune, Dipl.-Ing. Dresden. Entgegnung von O. Henkel, Dipl.-Ing., Magdeburg, der insbesondere ausführliche Mitteilungen über die wissenschaftlichen Versuche macht, welche die Versuchsanstalt der Universität Illinois zur Klärung dieser Frage angestellt hat. Beton u. Eisen. 1916. Heft IX/X.

Über das Zusammenarbeiten der beiden Baustoffe Eisen und Beton bei der Aufnahme der Schubkräfte im Eisenbetonbalken. Von Dr.-Ing. Johs. Thieme, z. Zt. in Warschau. Verfasser versucht diese Frage zu klären, indem er von den Formänderungen ausgeht. Der Brückenbau. 1916. Heft 12.

Schlingeneisen. Von mehreren Seiten wird auf die schon seit langem angewendete neue Form der Zugeisen in einspringenden Ecken hingewiesen, über die Dr.-Ing. H. Nitzsche (s. L. 1916, Heft 5, II) als neue Erfindung des Bauingenieurs Ed. Burbach berichtet hatte. Mit Abb. Der Brückenbau. 1916. Heft 12.

III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Die auf zwei Mantelflächen gemessenen Zusammendrückungen zentrisch belasteter Säulen von quadratischem Querschnitt. Von C. Bach, Stuttgart. An den in Heft 166 bis 169 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens veröffentlichten Versuchen mit bewehrten und unbewehrten Betonkörpern wird gezeigt, daß die Abweichungen in den Zusammendrückungen auf beiden Mantelflächen bei bewehrten Säulen größer als bei unbewehrten sind. Beton u. Eisen. 1916. Heft IX/X.

IV. Vorschriften und Leitsätze.

— — —

V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauunfälle.

Betongebäude aus Einheitsformstücken. Von Professor E. Kuhlmann, Frankfurt a. M. Diese in neuerer Zeit in Amerika in großem Umfange verbreitete Bauweise wird ausführlich besprochen. Die Ursachen für ihre Entstehung, die damit verbundenen Vorteile werden erörtert und an vielen Beispielen die verschiedenen Systeme und ihre mannigfaltige Verwendungsmöglichkeit mit Abbildungen näher beschrieben. Beton u. Eisen. 1916. Heft IX/X.

2. Ausführungen im Hochbau.

Getreidesilo der Firma Vereinigte Kunstmühlen Landshut, Akt.-Ges. Landshut. Architekten und Bauausführung Gebr. Rank in München. Mit guten Abbildungen wird ein Silo für 4 000 000 kg Schwergetreide aus Eisenbeton beschrieben, dessen architektonische Ausbildung und maschinelle Einrichtung ausführlicher mitgeteilt werden. Deutsche Bauzeitung. Mitteilungen. 1916. Nr. 12.

Das neue Kühlhaus der Stadt Wien. Von Stadtbaudirektor Ing. Heinrich Goldemund. Neben der Einrichtung wird auch die Erbauung des Gebäudes, bei dem der Eisenbeton Verwendung fand, mit Abb. kurz beschrieben. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Architekten-Vereins. 1916. Heft 22.

Städtisches Schwimmbad, Luft- und Sonnenbad in Karlsruhe. Von Stadtbaurat Beichel in Karlsruhe. Armierter Beton. 1916. Heft 6 — s. L. 1916. Heft 6, V 2.

3. Ausführungen im Brückenbau.

Die Brücke über die Alster bei Fuhlsbüttel. Von Geh. Hofrat Professor M. Foerster in Dresden. Armierter Beton. 1916. Heft 6.

Bogenbrücken aus der Zeit des Weltkrieges. II. Die Eisenbahnbrücke über die Persante, eine Bogenbrücke aus umschnürtem Gußeisen von 45 m Spannweite und oben liegender Fahrbahn wird von E. Ellmer in Stettin ausführ-

lich beschrieben. Viele Abbildungen bringen Einzelheiten über die bauliche Ausbildung und die Bauausführung, die näher besprochen werden. Beton u. Eisen. 1916. Heft IX/X — s. L. 1915. Heft 10, II, 3.

Kostenveranschlagung von Brückenbauten. Aus dem empfehlenswerten Werke von Baurat Junk „Wiener Bauratgeber“ (7. Aufl.) werden eine große Anzahl Tabellen abgedruckt, die Angaben über die Kosten der verschiedensten Brückenbauten nach Baustoff, Verkehrsart usw. bringen. Der Brückenbau. 1916. Heft 10.

Vorschläge zur künstlerischen Gestaltung von Brückenbauten. Von Dr.-Ing. H. Jordan, Kais. Baurat (Straßburg i. Els.). Die verschiedenen Gesichtspunkte, welche bei der künstlerischen Wirkung einer Brücke zu berücksichtigen sind, werden besprochen. Es sind dies besonders die Größe und Zahl der Öffnungen, die Lage der Hauptträger zur Fahrbahn und die Führung der Umrißlinien. Beispiele mit Abb. erläutern diese Betrachtungen. Zeitschr. f. Architektur u. Ingenieurwesen. 1916. Heft 4.

4. Ausführungen im Wasserbau.

Das Kraftwerk an der Vièze bei Monthey. Von Ingenieur L. Kürsteiner, Zürich. In der ausführlichen Beschreibung der Wasserkraftanlage finden sich sehr genaue Angaben über die Ausbildung und die Herstellung der Bauwerke für die Wasserfassung, die Stollen- und Rohrleitung, die Entlastungs- und Auslaufeinrichtungen, die mit vielen Abb. näher erläutert werden. Schweizer. Bauztg. 1916. Bd. 67. Nr. 25 u. 26.

Bau der zweiten großen Schleuse in Fürstenwalde a. d. Spree. Von Geh. Baurat Scheck, Regierungs- und Baurat in Fürstenwalde a. d. Spree. Neben der Beschreibung des Entwurfes bringt der Aufsatz ausführliche Mitteilungen über die Gründungsarbeiten und die Ausführung des aufgehenden Mauerwerks. Kostenangaben. Mit Abb. Zentralbl. d. Bauverwalt. 1916. Nr. 49.

Der Schleusenkanal vom Washingtonsee zum Puget-Sund. Von Eger. Nach einer allgemeinen Beschreibung der Anlage werden besonders die großen Schleusenbauten ausführlich besprochen, von denen mit Abb. die Einrichtung des Bauplatzes, die verwendeten Baumaschinen und der Arbeitsgang eingehend geschildert werden. Zentralbl. d. Bauverwalt. 1916. Nr. 44.

Betonpfähle mit Wasserspülung an den Seitenflächen. Von C. F. Perkins, Buffalo. Um die Seitenreibung an den Pfählen zu vermeiden, besitzen diese Pfähle an den Seitenflächen eine Anzahl von Öffnungen für Wasserstrahlen. Hierbei ist das Druckwasser, welches diesen Seitenöffnungen zugeführt wird, unabhängig von dem für die Pfahlspitze. Auf diese Weise können Pfähle beliebiger Länge ohne Rammen eingespült werden. Ihre Verwendung und Ausführung für Brückenpfeilergründungen wird mit Abb. näher beschrieben. Beton u. Eisen. 1916. Heft IX/X.

5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-, Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Der Eisenbeton im Eisenbahnbau. Kurzer Auszug aus der vom Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen herausgegebenen Denkschrift über „Zweckmäßigkeit und Wirtschaftlichkeit des Eisenbetons bei den Bauten der Eisenbahnen“. Deutsche Bauzeitung. Mitteilungen. 1916. Nr. 12 — s. L. 1916. Heft 5, V 5; 1915. Heft 12, V 5.

Die Schnellfilteranlage des Wasserwerkes der Stadt Altona. Architekt: Stadtbauinspektor Heil. Innere Einrichtung: Direktion des Wasserwerkes. Beschreibung der Gesamtanlage, bei der im Inneren des großen Eisenbetonbaues eine große Zahl verschiedener Wasserbehälter ebenfalls in Eisenbeton ausgeführt wurden. Mit Abb. Deutsche Bauzeitung. Mitteilg. 1916. Nr. 11.

VI. Allgemeine Fragen.

— — —

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Kriegsbauten-Ausstellung.

Photographien von Hoch- und Tiefbauten, die ganz oder zum größten Teil seit Kriegsbeginn entstanden und künstlerisch und nach Umfang bedeutend sind, erbittet der Bund Deutscher Verkehrs-Vereine, Leipzig, Thomasiusstr. 28, für eine Wanderausstellung, die im neutralen Ausland ihren Rundlauf nehmen soll. Bezweckt wird, die wirtschaftliche Kraft der deutschen Heimat an Hand der eindrucksvollen Bauten aus Kriegszeit zu zeigen. Zur Verstärkung der Wirkung werden in der Unterschrift neben Architekten, Bauherren und der Bauzeit Umfang und Kosten der Bauten genannt und entsprechende Angaben

erbeten. Reine Bildgröße der unaufgezogenen, an obige Adresse des Bundes einzusendenden Aufnahmen möglichst 30:40 oder 50:60, doch sind auch kleinere Formate willkommen. Die Photos gehen nach Gebrauch zurück. Es eignen sich im besonderen große öffentliche Bauten, bedeutende Geschäftshäuser, Industriebauten usw.

Der Bund gibt sich der Hoffnung hin, daß Angesichts der Werbetätigkeit der Ausstellung im nationalen Interesse die Einsendungen in großem Umfange erfolgen werden und die Ausstellung ein weiteres schlagendes Bild von der wirtschaftlichen Kraft unserer Heimat geben wird.

Verweigerter Brandschadensersatz.

Urteil des Reichsgerichts vom 12. November 1915.

Der Händler und Ziegeleibesitzer S. in G. war bei der X-Versicherungsbank Aktiengesellschaft in Berlin gegen Feuersgefahr versichert. In der Nacht zum 10. März 1913 wurden die Gebäude, ferner Maschinen und Geräte durch Brand beschädigt und zum Teil zerstört. Er hat gegen die Z-Versicherungs-Aktiengesellschaft in Berlin als Rechtsnachfolgerin der X-Gesellschaft Klage auf Auszahlung der verweigten Versicherungssumme erhoben. Das Landgericht hat die Klage abgewiesen, das Oberlandesgericht Kiel die Berufung des Klägers zurückgewiesen. Auf dessen beim Reichsgericht eingelegte Revision hob der VII. Zivilsenat des höchsten Gerichtshofes das Urteil indessen auf und verwies die Sache zur anderweiten Verhandlung und Entscheidung an die Vorinstanz zurück.

Aus der Begründung des Reichsgerichts:

Der Berufungsrichter ist zur Zurückweisung der Berufung des Klägers im wesentlichen auf Grund der Feststellung gelangt, daß der Kläger den Schaden durch die Umlegung des Ringofenschornsteins vorsätzlich vergrößert und den Versuch gemacht habe, dies arglistig der Beklagten zu verschweigen, um sich auch für den angeblich durch Feuer zerstörten Schornstein die Entschädigung zahlen zu lassen. Der Kläger hatte dies bestritten und sich darauf berufen, daß der Schornstein wegen Bau-fälligkeit habe niedergefallen werden müssen und aus diesem Grunde von ihm niedergefallen worden sei. Es war aber Sache der Beklagten, diesem Leugnen des Klägers gegenüber ihre Behauptung zu beweisen, nicht lag dem Kläger die Beweislast ob.

Weiter aber begegnet die Begründung des angefochtenen Urteils insoweit einem Bedenken, als darin der Einwand des Klägers, daß durch einen etwaigen Wegfall der Entschädigung aus der Gebäudeversicherung die Vergütung aus der selbständigen Mobilgarversicherung nicht beeinflußt werden könne, mit den Worten zurückgewiesen worden ist, es handle sich um eine einheitliche Versicherung und um eine einheitliche Abschätzung nach einem Brande, der gleichzeitig die Gebäude und das Mobiliar zerstört oder beschädigt habe. Tatsächlich liegen zwei Versicherungspolice vor, von denen die eine das Datum des 31. Juli 1912 trägt und sich auf die Gebäude nebst einer Lokomobile und einer Ziegelpresse bezieht, während die andere am 19. August 1912 ausgefertigt ist und das häusliche Mobiliar, totes und lebendes Inventar, Vieh und Ernte zum Gegenstande hat. Der Ausspruch des Berufungsgerichts es handle sich um eine einheitliche Versicherung, hätte deshalb einer Begründung bedurft, eine solche ist aber nicht gegeben worden. Anscheinend beruht diese Annahme darauf, daß der Kläger, wie am Schlusse des Tatbestandes festgestellt ist, erklärt hat, die Beklagte habe von vornherein die Gebäude nur versichern wollen, wenn auch die Mobilien bei ihm versichert würden; dies hatte die Beklagte behauptet. Allein so ohne weiteres ist daraus, daß die Beklagte beim Abschluß der Immobilienversicherung den Abschluß der Mobilgarversicherung zur Bedingung gemacht hat, nicht mit Notwendigkeit zu folgern, daß es sich bei den beiden Versicherungen um eine einheitliche Versicherung handle. Jedenfalls fehlt es an einer darauf bezüglichen Darlegung. Ob es etwa aus der am Schlusse der zweiten Police enthaltenen Bestimmung, durch welche die Mobilgarversicherung als eine Nachversicherung zu der, vorher abgeschlossenen Gebäudeversicherung bezeichnet und wo den in dem älteren Versicherungsschein enthaltenen Angaben und Bedingungen auch für die Mobilgarversicherung Kraft und Gültigkeit zugesprochen wird, gefolgert werden kann, muß hier dahingestellt bleiben und der künftigen Nach-

prüfung des Berufsrichters überlassen werden. Das Berufungsurteil ist auf diese Bestimmung der zweiten Police überhaupt nicht eingegangen. (Aktenzeichen VII. 269/15; Wert des Streitgegenstandes in der Revisionsinstanz 40670,13 M.) Sk.

Verbot des Gewerbebetriebes gegen eine Bauunternehmerin wegen Unzuverlässigkeit, weil sie ihren unzuverlässigen Bruder als Bauleiter in ihrem Geschäft angestellt hatte.

Urteil des Preussischen Oberverwaltungsgerichts.

Gegen eine Bauunternehmerin und deren Bruder B., der bei ihr als Bauleiter tätig war, wurde von dem Polizeipräsidenten zu P. beim Bezirksausschuß auf Verbot des Gewerbebetriebes geklagt, weil die Beklagten unzuverlässig seien. Der Klage wurde stattgegeben; auf die Berufung der Beklagten erkannte das Preussische Oberverwaltungsgericht im selben Sinne, und zwar aus folgenden Gründen:

Nach dem Ergebnisse der Beweisaufnahme ist Folgendes für erwiesen zu erachten: 1. Bei dem Bau X-Straße 3 in P. ist in erheblichem Umfange bei starkem Froste, bisweilen bei einer Temperatur von 10 Grad C., gemauert worden. Dadurch ist das Bauwerk in seiner Standsicherheit ernstlich bedroht gewesen. Es mußten umfangreiche Sicherungsmaßnahmen getroffen werden, um den starken Ausbauchungen und Rissebildungen entgegenzuwirken. Nach Jahresfrist war das Haus noch nicht zur Ruhe gekommen. Die zur Sicherung des Gebäudes eingezogenen Anker sind ferner zum Teil so schwach und mangelhaft konstruiert gewesen, daß sie ihren Zweck nicht erfüllten. Auch der zum Bau verwandte Mörtel ist von schlechter Beschaffenheit gewesen. — B. bestreitet zwar, daß er der verantwortliche Bauleiter gewesen sei. Jedoch teilte der Bauherr der Polizeiverwaltung in P. mit, „daß der verantwortliche Bauleiter für meinen Bau X-Straße 103 der Herr B. ist“. Hiernach ist B. zweifellos als Bauleiter im Sinne des § 35 Abs. 5 der Reichsgewerbeordnung zu betrachten. 2. Der Bau Z-Straße 3 in P. ist ohne baupolizeiliche Genehmigung begonnen worden. Wegen des unsicheren Baugrundes, der bei dem benachbarten Amtsgerichtsgebäude zu der Herstellung einer künstlichen Gründung in Gestalt einer Eisenbetonplatte führte, hätte vor dem Beginne der Bau-tätigkeit eine sorgfältige Prüfung der zur Sicherung des Gebäudes nötigen, die Fundierung betreffenden Maßnahmen erfolgen müssen. Diese ist jedoch gänzlich unterblieben und die Gründung nur nach Gutdünken erfolgt. 3. Bei dem Bau N-Straße 19/21 ist ein durchaus ungenügender Mauermörtel zur Verwendung gekommen, der in Verbindung mit nassen Kalksandsteinen und Holzbalken, deren Querschnitt um etwa 50 % hinter der erforderlichen Stärke zurückblieb, die Standsicherheit des Gebäudes gefährdete. Es sind ferner freitragende Plattenwände mit so unzureichenden Eiseneinlagen zur Ausführung gekommen, daß sie ihre Eigenschaft als freitragende Wände verloren und eine unzulässige Belastung des Unterbaues darstellten, die in Anbetracht der vorbezeichneten Mängel besonders bedenklich war. Daß der Beklagte zu 1 bei diesem Bau verantwortlicher Bauleiter gewesen, ist unstreitig. Ist aber der Beklagte zu 1 unzuverlässig, so muß dies nach der ständigen Rechtsprechung des Gerichtshofes auch von seiner Schwester gelten, weil sie, wie nicht streitig, ihrem unzuverlässigen Bruder einen wesentlichen Einfluß auf ihren Geschäftsbetrieb einräumt. Sollte sie augenblicklich das Gewerbe nicht betreiben, so würde das unerheblich sein; denn nichts hindert sie, ihre baugewerbliche Tätigkeit in der bisherigen Weise wieder aufzunehmen, sobald ihrem Bruder das Gewerbe untersagt ist. (Aktenzeichen III. B. 128/13.) Sk.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenlos zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.